

Influência da Resistência do Betão Leve e da Taxa de Armadura no Comportamento da Ligação Viga-Pilar

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil – Especialização em Construção Urbana

Autor

Gonçalo Semedo Vaz Gomes

Orientadores

Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Instituto Politécnico de Coimbra
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Prof. Doutor Hugo Sérgio Sousa Costa

Instituto Politécnico de Coimbra
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, dezembro, 2014

Agradecimentos

Agradeço ao Professor Doutor Ricardo do Carmo, pelos conhecimentos facultados durante toda a minha formação. Foi com grande apreço que desenvolvi este trabalho sob a sua orientação. Obrigado pelos incentivos e conselhos prestados, fundamentais para a realização desta investigação.

Agradeço também ao Professor Doutor Hugo Costa, que enriqueceu o conteúdo deste projeto com o seu conhecimento. Um obrigado pela partilha dos seus valiosos conhecimentos na área dos betões leves e por todo o apoio prestado durante a execução deste trabalho.

Quero agradecer também ao técnico António Amaral, pelo tempo despendido e pela alegria proporcionada durante este trabalho de investigação

Ao Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, em particular ao Departamento de Engenharia Civil, por me dar a oportunidade de desenvolver um projeto de carácter experimental.

Ao meu amigo e colega de mestrado, Bruno Teixeira, dirijo o meu obrigado, pela ajuda proporcionada e pelos bons momentos partilhados, sem os quais não era possível a concretização deste projeto.

Por último, mas não menos importante, um agradecimento especial aos meus Pais, por toda a orientação, carinho, companhia e apoio que proporcionaram em todo o meu percurso de vida.

Resumo

No dimensionamento de estruturas porticadas em betão armado normalmente a atenção que se dá às ligações viga-pilar não é proporcional à importância que têm no comportamento global da estrutura. Usualmente assume-se que estas ligações são rígidas e que os elementos estruturais têm um comportamento linear elástico. Contudo, ambas as generalizações são inadequadas, dado que, a ligação viga-pilar não é totalmente rígida e o efeito do comportamento das ligações viga-pilar sobre o comportamento global da estrutura também não é considerado.

Nos últimos anos têm surgido trabalhos de investigação com o objetivo de clarificar e identificar os principais parâmetros de influência no comportamento das ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado, sob o efeito de ações monotónicas. A resistência do betão à compressão e a taxa de armadura são dois desses parâmetros que afetam o comportamento da ligação viga-pilar. No entanto, a informação relativa a este tipo de estudos mas considerando os elementos constituídos por betão com agregados leves é muito reduzida ou mesmo inexistente.

Este documento tem por base a análise da influência da resistência à compressão do betão leve e da taxa de armadura de tração na ligação viga-pilar. Como tal, foi desenvolvido um programa experimental que contempla o ensaio de cinco peças, representativas da ligação viga-pilar, em que é imposta uma carga na extremidade da viga até provocar a rotura do nó. Para a produção das peças de ensaio foram usados betões com diferentes classes de resistência à compressão e diferentes taxas de armadura de tração, com o objetivo de se analisar a influência de cada um desses parâmetros através da comparação direta de resultados.

Após análise dos dados recolhidos durante os ensaios foi possível observar que, a ligação viga-pilar não deve ser considerada como uma extensão das vigas e pilares adjacentes mas sim como elemento estrutural independente. A ligação deve ser analisada de forma detalhada, nomeadamente, a pormenorização das armaduras longitudinais e transversais, e o volume de betão nas zonas comprimidas. O dimensionamento incorreto do nó pode condicionar a segurança global da estrutura.

Nas peças produzidas e ensaiadas com betões de menor resistência, o aumento da taxa de armadura não se refletiu num acréscimo da capacidade de carga, havendo portanto um subaproveitamento da capacidade resistente das armaduras. Todavia, quando se utilizou betões de maior resistência, o aumento da taxa de armadura já se refletiu num acréscimo da capacidade resistente da subestrutura.

Palavras-chave: Ligação viga-pilar, betão com agregados leves, ensaios experimentais, monitorização.

Abstract

In design of reinforced concrete frames, the attention given to beam-column connections is usually not proportional to the importance they assume in the global behavior of the structure. Usually it is assumed that these connections are rigid and the structural elements have a linear elastic behavior. However, both generalizations are inadequate, the beam-column connection is not totally rigid and the effect of the behavior of the beam-column connections on the overall behavior of the structure is also not taken into consideration.

The past few years have brought research studies aiming to clarify and identify the main settings of influence on the behavior of beam-column connections in reinforced concrete frames under the effect of monotonic actions. The compressive strength of concrete and the reinforcement ratio are two of the parameters that affect the behavior of the beam-column connection. However, information regarding to these topics but considering members produced with lightweight aggregate concretes is reduced or may not even exist.

This document is analyzed the influence of compressive strength of lightweight concrete and the reinforcement ratio on the beam-column connection. An experimental program to test five different pieces, that represent the beam-column connection, was developed. In this program was imposed a load on the edge of the beam until failure occurred. To make the test pieces were used concrete with different compressive strengths and different tensile reinforcement ratios, aiming to analyze the influence of each parameter, through direct comparisons between the results.

After analyzing the data recorded during the tests, was possible to conclude that the beam-column connection should not be considered as an extension of adjacent beams and columns, but as an independent structural element. The connection should be analyzed in detail, namely the detailing of the longitudinal and transversal reinforcements, and the volume of concrete in compressed areas. The incorrect design of the node could condition the global security of the structure.

In the pieces produced and tested with lower concrete strengths, the increase of the reinforcement ratio was not reflected on an increase of the capacity, thus existing an underutilization of the capacity of the steel reinforcement. However, when higher concrete strengths were used, the tensile reinforcement ratio increase was reflected on an increase of the strength of the substructure.

Keywords: Beam-column connection, lightweight concrete aggregates, experimental tests, monitoring.

Índice

Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice	ix
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Simbologia e Abreviaturas.....	xix
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1. Enquadramento do Tema.....	1
1.2. Objetivos Propostos.....	2
1.3. Organização do Documento	3
Capítulo 2 – Materiais.....	5
2.1. Betão Leve	5
2.1.1. Notas Históricas e Aplicações	5
2.1.1.1. Império da Babilónia, Civilização <i>Indus Valley</i> e Império Romano	5
2.1.1.2. Século XX	6
2.1.2. Propriedades Mecânicas e Físicas	8
2.1.2.1. Resistência à Compressão	8
2.1.2.2. Massa Volúmica	9
2.1.2.3. Resistência à Tração	10
2.1.2.4. Módulo de Elasticidade	10
2.1.2.5. Retração e Fluência	11
2.2. Aço para Estruturas de Betão	12
2.2.1. Normas Técnicas	12
2.2.2. Taxa de Armadura	15
2.2.3. Ductilidade	17
Capítulo 3 – Ligações Viga-Pilar.....	19
3.1. Introdução	19

3.2. Classificação das Ligações Viga-Pilar	21
3.3. Problemas de Comportamento e Tipos de Rotura	23
3.4. Estudos Experimentais	28
3.5. Recomendações dos Principais Regulamentos	33
3.5.1. NP EN 1992-1-1	34
3.5.2. NP EN 1998-1	34
3.5.3. ACI 352R-02	36
3.5.4. ACI 318-08	39
Capítulo 4 – Programa Experimental	41
4.1 Introdução	41
4.2. Descrição dos Elementos de Ensaio	41
4.3. Composição e Caracterização dos BEAL	44
4.3.1. Constituintes dos BEAL	44
4.3.2. Composição dos BEAL	47
4.3.3. Propriedades dos BEAL	48
4.3.3.1. Resistência à Compressão	48
4.3.3.2. Massa Volúmica	49
4.4. Caracterização do Aço	49
4.5. Produção das Peças	49
4.5.1. Instrumentação dos Varões de Aço	49
4.5.2. Execução das Peças	52
4.6. Descrição dos Ensaios	54
4.6.1. Ensaios das Peças	54
4.6.2. Instrumentação Exterior	56
4.6.3. Aquisição de Dados	58
Capítulo 5 – Análise de Resultados	59
5.1. Padrão de Fendilhação na Ligação	59
5.2. Equilíbrio do Nó	62
5.3. Relação Carga-Deslocamento	64
5.4. Rotação do Nó	67

5.5. Deformada da Peça	70
5.6. Relação Momento-Curvatura	73
5.7. Evolução das Extensões na Altura da Secção na Zona Adjacente ao Nó.....	75
5.7.1. Leituras Obtidas dos Extensómetros	75
5.7.2. Leituras Obtidas dos LVDTs Horizontais	77
5.8. Profundidade do Eixo Neutro	79
5.9. Relação Carga-Força de Tração	80
5.10. Relação Entre Momento Atuante e Momento Resistente na Viga	82
5.10.1. Variação da Taxa de Armadura	82
5.10.2. Variação da Resistência do Betão Leve	83
Capítulo 6 – Considerações Finais	85
6.1. Introdução	85
6.2. Principais Conclusões.....	85
Referências Bibliográficas	89

Índice de Figuras

Figura 2.1. Coliseu de Roma (Wikipedia).....	5
Figura 2.2. <i>U.S. Bank Tower</i> (Wikipedia)	6
Figura 2.3. Ponte <i>Raftsundet</i> (Wikipedia)	7
Figura 2.4. Estádio <i>St. James Park</i> (Wikipedia).....	7
Figura 2.5. <i>Troll A Platform</i> (Wikipedia).....	8
Figura 2.6. Ponte 25 de Abril (Wikipedia)	8
Figura 2.7. Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado (a tensão de tração e a extensão de tração são indicadas em valor absoluto)	14
Figura 2.8. Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (tracionado ou comprimido)	15
Figura 3.1. Distribuição de tensões em vigas curvas (Leonhardt e Mönnig, 1978)	19
Figura 3.2. Distribuição de tensões e trajetórias das tensões principais para momento positivo (sinais contrários para momento negativo) (Leonhardt e Mönnig, 1978)	20
Figura 3.3. a) Vista lateral de uma ligação viga-pilar com vigas de secção transversal de diferentes alturas e b) Vista em planta de uma ligação viga-pilar excêntrica (Costa, 2013)....	21
Figura 3.4. Esforços numa ligação de extremidade (LNEC, 1977).....	24
Figura 3.5. Tensões diagonais na ligação (LNEC, 1977)	25
Figura 3.6. Mecanismo de transferência de tensões (Ortiz, 1993)	26
Figura 3.7. Fissuração diagonal na ligação (LNEC, 1977)	27
Figura 3.8. Configurações de ensaios experimentais. a) Ligação de cobertura de extremidade submetida a momento de abertura, b) Ligação de extremidade e c) Ligação interior (Costa, 2013).....	29
Figura 3.9. Pormenorização da armadura das ligações viga-pilar (Taylor, 1974).....	29
Figura 3.10. Relação M_{RU}/M_U em função da percentagem de armadura (Leonhardt e Mönnig, 1978).....	30
Figura 3.11. Resultados experimentais das ligações viga-pilar (Nilsson e Losberg, 1976)	31
Figura 3.12. Fendas em nós de pórticos sob a ação de momento positivo (Leonhardt e Mönnig, 1978)	31
Figura 3.13. Pormenorização da armadura das ligações viga-pilar (Sarsam, 1983)	32
Figura 3.14. Pormenorização da armadura das ligações viga-pilar (Roeser, 2002)	33

Figura 4.1. Corte longitudinal das peças P1 e P3.....	42
Figura 4.2. Corte transversal das peças P1 e P3, a) na viga e b) no pilar	43
Figura 4.3. Corte longitudinal das peças P2, P4 e P5	43
Figura 4.4. Corte transversal das peças P2 e P4, a) na viga e b) no pilar	44
Figura 4.5. Corte transversal da peça P5, a) na viga e b) no pilar	44
Figura 4.6. Amostra de cimento do tipo CEM II/A-L 42,5R.....	45
Figura 4.7. Curvas granulométricas da areia fina e areia média	45
Figura 4.8. Amostras de areia fina e areia média.....	46
Figura 4.9. Curva granulométrica da Leca [®] HD 4/12.....	47
Figura 4.10. Amostra de Leca [®] HD 4/12	47
Figura 4.11. Corte longitudinal da aplicação dos extensómetros	50
Figura 4.12. Corte transversal da aplicação dos extensómetros	50
Figura 4.13. Colagem do extensómetro	51
Figura 4.14. Execução de ligações e aplicação da cola	51
Figura 4.15. Aplicação da camada protetora.....	52
Figura 4.16. Cofragem com a armadura	52
Figura 4.17. Execução da amassadura	53
Figura 4.18. Betonagem e compactação	53
Figura 4.19. Cofragem com a armadura	54
Figura 4.20. Betonagem concluída	54
Figura 4.21. Esquema do pórtico e equipamentos de ensaio	55
Figura 4.22. Peça para ensaio.....	56
Figura 4.23. Células de carga de 300 kN e 200 kN	56
Figura 4.24. LVDTs	57
Figura 4.25. Pontos de aplicação dos LVDTs, células de carga e atuador	58
Figura 5.1. Fendilhação do nó, a) da peça P1 e b) da peça P2.....	59
Figura 5.2. Fendilhação do nó, a) da peça P3 e b) da peça P4.....	60
Figura 5.3. Fendilhação da peça P5, a) do nó e b) da viga	60
Figura 5.4. Pormenorização da armadura Ø16, a) das peças P2 e P4 e b) da peça P5	61
Figura 5.5. Momentos fletores na ligação viga-pilar	62

Figura 5.6. Relação entre os momentos fletores no nó, a) da peça P1 e b) da peça P2.....	63
Figura 5.7. Relação entre os momentos fletores no nó, a) da peça P3 e b) da peça P4.....	63
Figura 5.8. Relação entre os momentos fletores no nó da peça P5	64
Figura 5.9. Diagrama carga-deslocamento, a) da peça P1 e b) da peça P2	65
Figura 5.10. Diagrama carga-deslocamento, a) da peça P3 e b) da peça P4	65
Figura 5.11. Diagrama carga-deslocamento da peça P5.....	66
Figura 5.12. Ligação viga-pilar de extremidade, a) submetida a carga pontual e b) deformada dos elementos	67
Figura 5.13. Rotação do nó, a) da peça P1 e b) da peça P2.....	68
Figura 5.14. Rotação do nó, a) da peça P3 e b) da peça P4.....	68
Figura 5.15. Rotação do nó da peça P5	69
Figura 5.16. Deformada e fendilhação do nó da peça P2	70
Figura 5.17. Deformada da viga, a) da peça P1 e b) da peça P2	71
Figura 5.18. Deformada da viga, a) da peça P3 e b) da peça P4	72
Figura 5.19. Deformada da viga da peça P5.....	72
Figura 5.20. Diagrama momento-curvatura, a) da peça P1 e b) da peça P2.....	73
Figura 5.21. Diagrama momento-curvatura, a) da peça P3 e b) da peça P4.....	74
Figura 5.22. Diagrama momento-curvatura da peça P5	74
Figura 5.23. Extensões na zona adjacente ao nó, a) da peça P1 e b) da peça P2	76
Figura 5.24. Extensões na zona adjacente ao nó da peça P3	76
Figura 5.25. Extensões na zona adjacente ao nó, a) da peça P1 e b) da peça P2	77
Figura 5.26. Extensões na zona adjacente ao nó, a) da peça P3 e b) da peça P4	77
Figura 5.27. Extensões na zona adjacente ao nó da peça P5	78
Figura 5.28. Profundidade do eixo neutro, a) da peça P1 e b) da peça P2	79
Figura 5.29. Profundidade do eixo neutro da peça P3.....	79
Figura 5.30. Diagrama carga-força de tração, a) da peça P1 e b) da peça P2	81
Figura 5.31. Diagrama carga-força de tração da peça P3	81
Figura 5.32. Relação entre momento atuante e momento resistente em função da variação da taxa de armadura.....	83
Figura 5.33. Relação entre momento atuante e momento resistente em função da variação da resistência do betão leve	84

Índice de Tabelas

Tabela 2.1. Classes de resistência à compressão do betão leve.....	9
Tabela 2.2. Classes de massa volúmica e valores de cálculo da massa volúmica do betão leve.....	9
Tabela 2.3. Propriedades das armaduras	13
Tabela 3.1. Classificação das ligações viga-pilar de acordo com o número e disposição dos elementos adjacentes (ACI-ASCE Committee 352, 2002)	22
Tabela 3.2. Pormenorização da armadura em ligações viga-pilar de extremidade (Roeser, 2002).....	23
Tabela 3.3. Valores do parâmetro γ (ACI-ASCE Committee 352, 2002)	38
Tabela 3.4. Resistência das ligações viga-pilar (ACI Committee 318, 2008).....	40
Tabela 4.1. Massa volúmica dos ligantes	44
Tabela 4.2. Massa volúmica das areias.....	45
Tabela 4.3. Propriedades do agregado leve	46
Tabela 4.4. Composição dos betões.....	48
Tabela 4.5. Resistência e massa volúmica dos betões	48
Tabela 4.6. Propriedades do aço A500 NR	49
Tabela 5.1. Rotação linear elástica do nó	67
Tabela 5.2. Módulo de elasticidade	70
Tabela 5.3. Flecha na extremidade da viga, prevista segundo análise linear elástica e obtida experimentalmente.....	71
Tabela 5.4. Momento atuante máximo e momento resistente	82

Simbologia e Abreviaturas

Letras Gregas Minúsculas

α	ângulo formado pela armadura de esforço transversal e o eixo longitudinal
\varnothing	diâmetro do varão
$\beta_{cc}(t)$	coeficiente de endurecimento que depende da idade do betão
γ_{Rd}	coeficiente de incerteza do modelo no valor de cálculo das resistências para o cálculo dos esforços pela capacidade real, tendo em conta várias fontes de sobrerresistência
γ_s	coeficiente parcial relativo ao aço
$\varepsilon_{sy,d}$	valor de cálculo da extensão de cedência do aço
ε_{ud}	valor de cálculo da extensão do aço na carga máxima
ε_{uk}	valor característico da extensão do aço na carga máxima
η	coeficiente de redução da resistência do betão à compressão devido às extensões de tração na direção transversal
η_1	coeficiente para a determinação da resistência à tração do betão leve
η_E	coeficiente de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade do betão leve
μ_φ	fator de ductilidade em curvatura
ν_d	esforço axial reduzido de cálculo
ρ	massa volúmica do betão seco em estufa
ρ_0	taxa de armadura de referência
ρ'	taxa de armadura de compressão
ρ_l	taxa de armadura longitudinal
ρ_{max}	taxa máxima de armadura de tração
ρ_{min}	taxa mínima de armadura de tração
ρ_{P0}	massa volúmica das partículas no estado anidro
ρ_{PS}	massa volúmica das partículas saturadas
ρ_s	taxa volumétrica de armadura transversal na ligação viga-pilar
ρ_w	taxa de armadura de esforço transversal
$\rho_{w,min}$	taxa mínima de armadura de esforço transversal

Letras Latinas Maiúsculas

A_c	área da secção transversal do núcleo do pilar medida pelo contorno exterior da armadura transversal
A_g	área da secção transversal do pilar
A_j	área da secção transversal da armadura transversal na ligação
A_s	área da secção da armadura longitudinal de tração
A_S	percentagem de absorção de saturação
A_{sh}	área total da secção transversal das cintas na ligação viga-pilar
$A_{sv,i}$	área total da secção transversal dos varões verticais intermédios nos pilares
A_{sw}	área da secção da armadura de esforço transverso
A_{s1}	área da secção transversal dos varões superiores da armadura longitudinal da viga
A_{s2}	área da secção transversal dos varões inferiores da armadura longitudinal da viga
$A_{v,min}$	área da secção transversal da armadura transversal mínima na ligação viga-pilar
C_c	força resultante das tensões de compressão no betão devido ao momento fletor da viga na face da ligação
C_{c1}	força resultante das tensões de compressão no betão devido à flexão composta do pilar superior na face da ligação
C_{c2}	força resultante das tensões de compressão no betão devido à flexão composta do pilar inferior na face da ligação
C_s	força resultante na armadura longitudinal em compressão da viga na face da ligação
C_{s1}	força resultante na armadura longitudinal em compressão do pilar superior na face da ligação
C_{s2}	força resultante na armadura longitudinal em compressão do pilar inferior na face da ligação
E_{lcm}	valor médio do módulo de elasticidade do betão leve
$E_{lcm}(t)$	variação do módulo de elasticidade com o tempo
E_s	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço
F	carga lateral
F_p	força transversal na extremidade do pilar

F_s	força de cedência à tração do aço
F_v	força transversal na extremidade da viga
G	carga gravítica
H_P	teor de humidade das partículas
M	momento fletor
M_E	momento de rotura atingido no ensaio
M_{Ed}	valor de cálculo do momento fletor atuante
M_p	momento fletor do pilar na face da ligação
M_R	momento de rotura teórico
M_{Rd}	valor de cálculo do momento fletor resistente
M_{RU}	momento de rotura atingido no ensaio
M_{Sd}	valor de cálculo do momento fletor atuante
M_U	momento de rotura teórico
M_v	momento fletor da viga na face da ligação
N_p	força normal do pilar
R_e	valor característico da tensão de cedência à tração do aço
T	força resultante na armadura longitudinal em tração da viga na face da ligação
T_1	força resultante na armadura longitudinal em tração do pilar superior na face da ligação
T_2	força resultante na armadura longitudinal em tração do pilar inferior na face da ligação
V	esforço transversal
V_p	força transversal do pilar na face da ligação
V_v	força transversal da viga na face da ligação
V_{jhd}	valor de cálculo da força transversal horizontal a meia altura da ligação

Letras Latinas Minúsculas

b	largura da secção transversal
b_c	largura da secção transversal do pilar
b_j	largura efetiva da ligação

b_c''	largura do núcleo do pilar medida pelo contorno exterior da armadura transversal
b_w	largura da alma do elemento
d	altura útil da secção transversal
$f_{0,2k}$	valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tração do aço
f_c'	tensão de rotura do betão à compressão
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração
f_{lck}	valor característico da tensão de rotura do betão leve à compressão
$f_{lck,cube}$	valor característico da tensão de rotura do betão leve à compressão
f_{lc}	tensão de rotura do betão leve à compressão
f_{lcm}	valor médio da tensão de rotura do betão leve à compressão
$f_{lcm,cube}$	valor médio da tensão de rotura do betão leve à compressão
f_{lctm}	valor médio da tensão de rotura do betão leve à tração
f_t	tensão de rotura à tração do aço
f_y	tensão de cedência à tração do aço
f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yh}	tensão de cedência da armadura em espiral
f_{yk}	valor característico da tensão de cedência à tração do aço
$f_{y,max}$	tensão de cedência máxima à tração do aço
f_{yt}	tensão de cedência da armadura transversal
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência da armadura transversal
h	altura da secção transversal
h_c	altura da secção transversal do pilar
h_{jc}	distância entre as camadas extremas da armadura do pilar
h_{jw}	distância entre armaduras longitudinais superior e inferior da viga
h_p	altura da secção transversal do pilar

h_v	altura da secção transversal da viga
k	coeficiente
l_{dh}	comprimento mínimo de amarração para amarrações em gancho
r	raio
s	coeficiente que depende do tipo de cimento; espaçamento da armadura de esforço transversal
s_h	espaçamento entre eixos das camadas de armadura transversal
t	idade do betão
w	largura da fenda

Abreviaturas

ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
BDN	betão de densidade normal
BEAL	betão estrutural de agregados leves
DCH	classe de ductilidade alta (<i>ductility class high</i>)
DCM	classe de ductilidade média (<i>ductility class medium</i>)
EN	Norma Europeia
LVDT	transdutor de deslocamentos (<i>linear variable differential transformer</i>)
NP	Norma Portuguesa

Capítulo 1 – Introdução

1.1. Enquadramento do Tema

As ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado são zonas de grande complexidade do ponto de vista de projeto e de execução. Aspectos como, elevado número de varões longitudinais, dificuldade na betonagem em virtude das reduzidas dimensões das secções, tensões de aderência elevadas e alternadas devido à inversão de esforços, e a diminuição da rigidez originada por ciclos de carregamento provenientes da ação do vento e sismo, qualificam a ligação viga-pilar como zonas críticas. Segundo Park e Paulay (1975) até à década de 1960 acreditava-se que a ligação viga-pilar possuía, pelo menos, uma resistência igual ao elemento adjacente com menor capacidade resistente. Desde então foram realizados inúmeros estudos relativamente à análise da ligação viga-pilar sob carregamento cíclico, contudo, o número de estudos considerando a ligação sob carregamento monotónico é reduzido.

A realização de estudos experimentais surge da necessidade de conhecer melhor o comportamento da ligação viga-pilar e foi motivado pela constatação que, após a ocorrência de sismos, a capacidade resistente da ligação viga-pilar condicionava a capacidade resistente das estruturas. Contrastando com o que se acreditava na primeira metade do século XX, os danos nessas partes das estruturas localizavam-se essencialmente nas vigas e pilares adjacentes e não na zona do nó (Paulay e Priestley, 1992).

Os procedimentos correntes, para dimensionamento de ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado, para ações monotónicas e alguns procedimentos simplificados para ações sísmicas ignoram a verificação explícita da capacidade resistente, deformabilidade e ductilidade das ligações. Estes procedimentos pressupõem que as ligações viga-pilar (i) resistam aos esforços transmitidos pelas vigas e pilares adjacentes e (ii) disponham de ductilidade e rigidez de forma a garantir um comportamento satisfatório. Como tal, no interior da ligação a pormenorização das armaduras das vigas e pilares adjacentes deve ser devidamente analisada e executada (Nilson *et al*, 2003). Para este efeito devem ser adotadas as especificações técnicas em vigor.

Os betões leves caracterizam-se por conter na sua composição agregados leves naturais ou artificiais, possuindo assim uma massa volúmica igual ou inferior a 2000 kg/m^3 . Presume-se que a sua primeira aplicação tenha ocorrido durante o 3º milénio a.C., na construção do Império da Babilónia. Durante os Impérios Grego e Romano o betão leve teve uma vasta aplicação, nomeadamente na construção de edifícios emblemáticos que atualmente ainda existem. Presentemente a produção de betões leves tem-se generalizado, podendo ser aplicado a qualquer tipo de elemento em betão armado ou pré-esforçado, seja construído *in situ* ou pré-fabricado. A (i) diminuição do peso próprio dos elementos estruturais e consequente redução dos esforços transmitidos aos restantes elementos estruturais e fundações, (ii) redução da ação

sísmica em virtude da diminuição do peso próprio e rigidez do material, (iii) minimização da retração evitando fissuração associada a restrições de movimento e reduzindo perdas de pré-esforço e (iv) diminuição de custos no transporte e colocação em obra devido à redução do peso próprio, são as principais vantagens da aplicação do betão leve (Costa, 2007).

A resistência do betão leve e a taxa de armadura são dois parâmetros de extrema importância no comportamento das ligações viga-pilar. Propriedades como a capacidade resistente, deformabilidade e ductilidade das ligações viga-pilar são influenciadas por estes parâmetros. Existe alguma bibliografia relativa ao comportamento de ligações viga-pilar constituídas por betões de densidade normal porém, o estudo do comportamento de ligações viga-pilar compostas por betões estruturais de agregados leves encontra-se atualmente pouco desenvolvido.

1.2. Objetivos Propostos

O objetivo geral deste trabalho foi realizar um trabalho técnico-científico que pode ser sistematizado nos seguintes tópicos:

- Revisão bibliográfica sobre os betões de agregados leves e sobre as ligações viga-pilar;
- Estudo da formulação e caracterização de betões com agregados leves;
- Conceção das peças a ensaiar;
- Realização de um programa experimental onde há contacto com equipamentos que permitem a caracterização do comportamento estrutural das peças ensaiadas;
- Processamento da informação obtida no programa experimental e realização de análises comparativas com os valores previstos teoricamente;
- Apresentação das principais conclusões relativas aos ensaios efetuados e aos resultados obtidos.

Do ponto de vista científico os objetivos deste estudo são:

- Contribuir com novos dados experimentais relativos ao comportamento das ligações viga-pilar;
- Analisar o comportamento das ligações viga-pilar em estruturas de betão leve;
- Analisar a influência da variação da resistência do betão leve no comportamento da ligação viga-pilar;
- Analisar a influência da taxa de armadura longitudinal no comportamento da ligação viga-pilar.

1.3. Organização do Documento

O presente documento encontra-se organizado em seis capítulos, cuja ordenação reflete genericamente a sequência cronológica deste estudo.

No Capítulo 1 apresenta-se uma breve introdução do tema em análise, define-se o objetivo da investigação e as etapas a executar para o atingir. Por fim, é explicada a estrutura do documento para que o mesmo seja de fácil interpretação.

No Capítulo 2 realiza-se uma breve revisão bibliográfica acerca do BEAL. Apresentam-se algumas utilizações históricas e recentes deste material, assim como as suas principais propriedades. Neste capítulo também se apresenta um resumo das características do aço para betão armado. A taxa de armadura e o seu enquadramento normativo e legislativo são também abordados.

No Capítulo 3 apresenta-se um resumo da informação relativa às ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado, designadamente, a classificação das ligações, os problemas no comportamento estrutural e tipos de rotura. São resumidos alguns estudos experimentais realizados em ligações submetidas a ações monotónicas e cíclicas. Por fim, apresentam-se as principais disposições regulamentares, definidas nas especificações técnicas europeias e norte americanas, relativas às ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado.

No Capítulo 4 apresenta-se o programa experimental elaborado. Faz-se uma descrição dos elementos a ensaiar, as dimensões das peças e a caracterização dos materiais que as compõem. Descreve-se o processo de produção das peças e o procedimento de ensaio seguido, acompanhado de uma breve explicação sobre o funcionamento dos equipamentos utilizados, nomeadamente, os aparelhos usados para monitorizar as estruturas ensaiadas.

No Capítulo 5 efetua-se a análise dos resultados obtidos para as variáveis em estudo, taxa de armadura e resistência do betão leve. Nesta análise apresenta-se o padrão de fendilhação na ligação, o diagrama de rotação do nó, a relação momento-curvatura, a relação carga-força de tração e a relação entre momento atuante e momento resistente das peças ensaiadas. Para facilitar a interpretação dos resultados são apresentados vários gráficos e fotografias dos ensaios.

No Capítulo 6 apresenta-se um resumo das conclusões resultantes do estudo realizado. Efetua-se uma reflexão dos resultados analisados, assim como uma discussão sobre a concretização dos objetivos propostos.

Capítulo 2 – Materiais

2.1. Betão Leve

A análise histórica, aplicações estruturais e propriedades mecânicas e físicas utilizando betões com agregados leves foram recentemente expostas com grande detalhe pelos autores Costa (2007), Silva (2007) e Simões (2011). Tendo em conta esses trabalhos, apresenta-se neste documento apenas um breve resumo dos tópicos mais importantes.

2.1.1. Notas Históricas e Aplicações

2.1.1.1. Império da Babilónia, Civilização *Indus Valley* e Império Romano

Presume-se que a primeira aplicação do betão leve tenha ocorrido no Império da Babilónia no 3º milénio a.C. e a sua composição continha agregados naturais de origem vulcânica, como a pedra-pomes. Na civilização *Indus Valley* em 2500 a.C. os agregados leves seriam provenientes da fragmentação de tijolos de argila porosa (Chandra e Berntsson, 2002).

No Império Romano foram construídos diversos edifícios com recurso ao betão leve, sendo este também constituído por agregados naturais de origem vulcânica, como a pedra-pomes e escória. O Coliseu de Roma foi uma das primeiras construções em que se utilizou betão com agregados leves, principalmente nas fundações e paredes. A sua construção iniciou-se no ano 70 d.C. e teve a duração de aproximadamente uma década. Outra importante edificação foi o Panteão de Roma construído entre 118 e 128 d.C., possuindo uma cúpula semiesférica em betão leve, com um diâmetro na base de 43,4 m. Trata-se de uma construção de relevo histórico, pois mesmo na atualidade, ainda possui a maior cúpula em betão sem armadura de reforço (Costa, 2007; EuroLightCon, 1998).



Figura 2.1. Coliseu de Roma (Wikipedia)

2.1.1.2. Século XX

Uma importante aplicação do BEAL no início do século XX foi na construção de navios por parte dos Estados Unidos da América. O uso deste material deveu-se à escassez do aço no fabrico de navios, durante a Primeira Guerra Mundial. Os navios assim construídos necessitavam apenas de 1/3 do aço utilizado para uma embarcação convencional. Desde então, este material tem sofrido diversos desenvolvimentos tecnológicos, permitindo assim, uma evolução e consequente aplicação em novos campos da engenharia estrutural. Nas últimas décadas foram construídas várias edificações de grande importância, recorrendo ao BEAL, sendo que, entre as regiões que mais utilizam este material, encontram-se a América do Norte e o Norte da Europa (Costa, 2007; Silva, 2007).

Das construções mais recentes destacam-se edifícios de grande altura, pontes, estruturas pré-fabricadas, plataformas *offshore* e operações de reforço e reabilitação estrutural.

Os edifícios de grande altura são uma boa referência de estruturas onde a aplicação de BEAL tem sido feita com sucesso. Da utilização deste material resulta uma diminuição do peso próprio e, consequentemente, o aligeiramento dos elementos estruturais, permitindo assim a redução de esforços ao nível da estrutura e principalmente ao nível das fundações. Também, o melhor comportamento a nível de resistência ao fogo e isolamento térmico têm justificado a utilização deste material (Silva, 2007). Um exemplo destas construções é a *U.S. Bank Tower* (Los Angeles, EUA) edificada em 1990 com 73 andares (Asik, 2006).



Figura 2.2. U.S. Bank Tower (Wikipedia)

As pontes são também algumas das construções executadas com BEAL, sendo especialmente aconselhado em pontes com vãos de grandes dimensões, que podem ser constituídas, integral ou parcialmente, com este material. Contudo, a sua utilização tem-se focado na construção do tabuleiro destas estruturas, permitindo assim reduzir o seu peso próprio e consequentemente a diminuição dos esforços transmitidos às fundações. Um exemplo destas construções é a ponte

Raftsundet (Noruega) edificada em 1998 com dois vãos centrais de 202 e 298 m e dois laterais de 86 e 125 m (Costa, 2007).



Figura 2.3. Ponte *Raftsundet* (Wikipedia)

Na indústria da pré-fabricação, o BEAL tem sido cada vez mais utilizado, pois, com a redução do peso próprio dos elementos estruturais, diminuem-se também os custos de transporte e a capacidade de carga dos meios de montagem, apresentando assim vantagens económicas e maior facilidade de manuseamento e de aplicação das peças em obra (Silva, 2007). Um exemplo destas construções é o estádio *St. James Park* (Londres, Inglaterra), atual estádio do Newcastle, construído em 1982 e posteriormente expandido.



Figura 2.4. Estádio *St. James Park* (Wikipedia)

Em estruturas flutuantes e portuárias, como as plataformas *offshore*, o uso de BEAL tem uma grande importância, pois possui uma maior flutuabilidade e permite o aumento da capacidade de armazenamento de matérias. Um exemplo destas construções é a *Troll A Platform* (Noruega), erguida em 1996, sendo a maior e mais pesada plataforma *offshore* do mundo (Silva, 2007).



Figura 2.5. Troll A Platform (Wikipedia)

Em operações de reforço e reabilitação estrutural, destaca-se a aplicação do BEAL uma vez que devido à relação entre a sua resistência e o seu peso, é evitado um aumento excessivo de esforços impostos à estrutura e às fundações. Um exemplo é o alargamento da Ponte 25 de Abril (Lisboa, Portugal), em 1999, cuja estrutura foi reforçada, permitindo assim a implantação de uma linha ferroviária e o aumento do número de vias rodoviárias (Costa, 2007; Silva, 2007).



Figura 2.6. Ponte 25 de Abril (Wikipedia)

2.1.2. Propriedades Mecânicas e Físicas

2.1.2.1. Resistência à Compressão

A resistência à compressão é considerada a principal propriedade de caracterização do betão. É um parâmetro de referência, pois as restantes características podem ser estimadas a partir dela, por vezes conjuntamente com a sua densidade.

O BEAL é um material composto pela matriz da pasta ligante e pelos agregados leves. A resistência à compressão pode ser prevista com alguma precisão conhecendo principalmente a resistência e proporção da matriz da pasta ligante e a resistência, tipo e proporção dos

agregados leves. A cura do betão e a interface entre a matriz ligante e os agregados leves são também fatores que influenciam a resistência do betão à compressão (Costa, 2007). O comportamento do BEAL, na distribuição interna de tensões e na energia dissipada na rotura é também influenciado por estes parâmetros (Silva, 2007).

A resistência à compressão do BEAL é determinada, à semelhança do BDN, através do ensaio presente na NP EN 12390 (IPQ, 2009).

O Quadro 11.3.1 da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) apresenta, para provetes cilíndricos e cúbicos, as classes de resistência à compressão do betão leve (Tabela 2.1).

Tabela 2.1. Classes de resistência à compressão do betão leve

Classes de resistência	LC 12/13	LC 16/18	LC 20/22	LC 25/28	LC 30/33	LC 35/38	LC 40/44	LC 45/50	LC 50/55	LC 55/60	LC 60/66	LC 70/77	LC 80/88
f_{ick} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80
$f_{\text{ick,cube}}$ (MPa)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88

2.1.2.2. Massa Volúmica

Uma das principais características do BEAL é a baixa massa volúmica. Esta propriedade depende da massa volúmica de todos os constituintes e das proporções volumétricas, assim como do teor de humidade dos agregados leves (Silva, 2007).

A massa volúmica do BEAL endurecido pode ser definida segundo amostras secas ao ar ou secas em estufa. O valor da amostra seca em estufa é o adotado para fins de classificação por diversos códigos, pois é o que revela melhor correlação com outras propriedades (Costa, 2007).

O Quadro 11.1 da NP EN 1992-1-1 apresenta as classes de massa volúmica e valores de cálculo da massa volúmica do betão leve, de acordo com a EN 206-1 (Tabela 2.2).

Tabela 2.2. Classes de massa volúmica e valores de cálculo da massa volúmica do betão leve

Classe de massa volúmica		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volúmica (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Massa volúmica (kg/m ³)	Betão simples	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	Betão armado	1150	1350	1550	1750	1950	2150

2.1.2.3. Resistência à Tração

A resistência à tração do BEAL depende essencialmente das suas partes constituintes, sendo elas a matriz ligante e os agregados leves, assim como da interface entre ambas e da cura.

Determina-se a resistência à tração através do ensaio de tração direta, do ensaio de flexão ou do ensaio de compressão diametral, presentes na NP EN 12390.

O Quadro 11.3.1 da NP EN 1992-1-1 prevê um valor médio da tensão de rotura do betão leve à tração simples, f_{lctm} (Expressão 2.1).

$$f_{lctm} = f_{ctm} \cdot \eta_1 \quad (2.1)$$

Em que,

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples

η_1 – coeficiente para a determinação da resistência à tração do betão leve

O coeficiente η_1 é determinado de acordo com o Capítulo 11.3.1(3) da NP EN 1992-1-1.

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho/2200 \quad (2.2)$$

Em que,

ρ – limite superior da massa volúmica do betão leve para a classe considerada

2.1.2.4. Módulo de Elasticidade

Devido à grande diferença de rigidez entre agregados correntes e agregados leves, o valor médio do módulo de elasticidade do BEAL, E_{lcm} , é menor comparativamente com o do BDN. Os fatores que condicionam o valor do módulo de elasticidade do betão são a rigidez da matriz ligante e dos agregados. O tipo de agregados leves e as suas dosagens são também fatores que influenciam na redução do módulo de elasticidade do BEAL (EuroLightCon, 1998).

O Capítulo 11.3.2(1) da NP EN 1992-1-1 apresenta uma estimativa do valor médio do módulo secante do betão leve, E_{lcm} (Expressão 2.3).

$$E_{lcm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \times \eta_E \quad (2.3)$$

Em que,

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

η_E – coeficiente de conversão para o cálculo do módulo de elasticidade do betão leve

O coeficiente η_E é determinado de acordo com o Capítulo 11.3.2(1) da NP EN 1992-1-1.

$$\eta_E = (\rho/2200)^2 \quad (2.4)$$

Segundo o Capítulo 3.1.3(3) da NP EN 1992-1-1, a variação do módulo de elasticidade com o tempo, $E_{lcm}(t)$, pode ser estimada pela Expressão 2.5.

$$E_{lcm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{0,3} E_{lcm} \quad (2.5)$$

Em que,

$\beta_{cc}(t)$ – coeficiente que depende da idade do betão t

t – idade do betão, em dias

E_{lcm} – valor médio do módulo de elasticidade do betão leve à idade de 28 dias

O coeficiente $\beta_{cc}(t)$ é determinado de acordo com o Capítulo 3.1.2(6) da NP EN 1992-1-1.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (2.6)$$

Em que,

s – coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R

= 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

= 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N

2.1.2.5. Retração e Fluência

O efeito da retração e da fluência não é relevante na análise de resultados dos ensaios experimentais realizados no âmbito do presente estudo. Contudo, considerou-se pertinente apresentar um breve resumo destas propriedades no BEAL.

A retração do betão é caracterizada pela diminuição de volume do elemento devido à perda progressiva de água contida nos poros. Fatores como o tipo de agregado e de cimento, percentagem de água da mistura e dos agregados, percentagem de ar da mistura e o tipo de cura influenciam esta propriedade. A retração origina fissuração, perdas de pré-esforço e de rigidez, empenamentos e redução da durabilidade dos elementos (ACI Committee 213, 2003).

Os betões que possuem resistências reduzidas apresentam valores de retração elevados. Com o aumento da resistência do betão tende a diminuir o valor da retração. A substituição de

agregados finos de densidade normal por agregados finos leves contribui para o aumento da retração. Todavia, a utilização de agregados grossos leves no BEAL contribui para a diminuição da retração total, comparativamente ao BDN (Costa *et al*, 2010a).

A fluência do betão é definida pelo aumento da deformação no elemento, sob tensão constante, ao longo do tempo. No entanto, esta evolução tende a estabilizar no primeiro ano. Fatores como o tipo de agregado, tipo e dosagem de cimento, percentagem de água da mistura e dos agregados, percentagem de ar da mistura, idade do primeiro carregamento, tipo de cura e tensão e período de carregamento influenciam esta propriedade (ACI Committee 213, 2003).

Os betões que possuem menores resistências apresentam valores de fluência elevados. O aumento da resistência do betão tende a diminuir o valor da fluência (Costa *et al*, 2010a).

2.2. Aço para Estruturas de Betão

2.2.1. Normas Técnicas

A legislação relativa a aços para utilização na construção, nomeadamente em estruturas de betão armado, surgiu com o objetivo de garantir a boa qualidade do património edificado, procurando assegurar condições de segurança na utilização do mesmo.

Com a maior exposição dos mercados a produtos importados, surge uma malha legal cada vez mais abrangente, sendo que atualmente em Portugal a Legislação aplicável está a adaptar-se, protegendo não só os interesses nacionais como os da União Europeia. Surge assim os Eurocódigos (NP EN 1992-1-1) e as Normas Europeias (EN 10080), que progressivamente vão substituindo o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP).

O primeiro regulamento português sobre betão armado surge em 1918, com o nome de Regulamento para o Emprego do Beton Armado, sendo apresentado no Decreto-Lei 4036 de 28 de março, seguido em 1935 pelo Regulamento do Betão Armado, Decreto-Lei 25948 de 16 de outubro. Surgiu ainda em 1967 o Regulamento de Estruturas de Betão Armado, publicado no Decreto-Lei 47723 de 20 de maio, que por sua vez foi substituído em 1983 pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, apresentado no Decreto-Lei 349-C de 30 de julho.

A NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) remete para a EN 10080 muitas informações e explicações relativas aos aços. No entanto, apresenta um conjunto de requisitos que os aços deverão respeitar de modo a poderem ser comercializados e aplicados em estruturas de betão armado. A determinação das propriedades apresentadas na Tabela 2.3 (Quadro C.1 da NP EN 1992-1-1) deve ser efetuada de acordo com o descrito na EN 10080.

A referência ao aço para betão armado inicia-se no Capítulo 3.2, da NP EN 1992-1-1, começando por definir a aplicação deste a varões, produtos devidamente desenrolados e

malhas soldadas a aplicar em betão, tal como definidos pela EN 10080, sendo excluídos os produtos que tenham algum tipo de revestimento especial.

No âmbito das generalidades é referido o Anexo C onde são descritas as propriedades das armaduras compatíveis com esta Norma. A tensão de cedência indicada na EN 10080 é representada por R_e , enquanto a tensão de cedência considerada na NP EN 1992-1-1, é representada por f_{yk} . A diferença consiste não na característica medida, mas sim no método utilizado para a sua obtenção, sendo R_e o valor obtido no controlo de qualidade a longo prazo e f_{yk} o valor da tensão de cedência de um varão específico, não existindo relação direta entre ambos. Contudo, é indicado que os métodos de ensaio e verificação utilizados na EN 10080 permitem que seja dado a f_{yk} o valor de R_e .

Tabela 2.3. Propriedades das armaduras

Forma do produto		Varões e fios			Redes electrossoldadas			Requisito ou valor do quantilho (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Valor característico da tensão de cedência f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)		400 a 600						5,0
Valor mínimo de $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Valor característico da extensão à tensão máxima, ϵ_{tk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Aptidão à dobragem		Ensaio de dobragem/desdobragem			-			
Resistência ao corte		-			0,3 A f_{yk} (A é a área do fio)			Mínimo
Tolerância máxima da massa nominal (varão ou fio isolado) (%)	Dimensão nominal do varão (mm) ≤ 8 > 8				± 6,0 ± 4,5			5,0

NOTA: Os valores da amplitude de tensões de fadiga com um limite superior de βf_{yk} e da área relativa mínima das nervuras a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os valores recomendados são indicados no Quadro C.2N. O valor de β a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 0,6.

No Capítulo 3.2.2 da NP EN 1992-1-1 são referidas as características segundo as quais se caracteriza o comportamento do aço, sendo essas características as seguintes:

- Tensão de cedência (f_{yk} ou $f_{0,2k}$);
- Tensão de cedência máxima real ($f_{y,max}$);
- Resistência à tração (f_t);
- Ductilidade (ϵ_{uk} e f_t/f_{yk});
- Aptidão à dobragem;
- Características de aderência;
- Dimensão e tolerâncias das secções;

- Resistência à fadiga;
- Soldabilidade;
- Resistência ao corte e à soldadura para redes eletrossoldadas e vigas em treliça prefabricadas.

As regras de aplicação constantes na NP EN 1992-1-1 relativas ao projeto e às disposições construtivas são válidas para um intervalo específico de tensões de cedência, f_{yk} , entre 400 MPa e 600 MPa. Relativamente à resistência é referido no Anexo C que o valor real da tensão de cedência máxima, $f_{y,max}$, não deverá ser superior a $1,3f_{yk}$.

O Capítulo 3.2.4 da NP EN 1992-1-1 refere-se à ductilidade do aço, indicando que os varões devem ter uma ductilidade adequada, sendo esta definida por k que representa o valor característico da razão entre a tensão de rotura e a tensão de cedência $(f_t/f_y)_k$ e pela extensão na carga máxima (ϵ_{uk}), estando os valores destas propriedades indicados na Tabela 2.3.

Na Tabela 2.3 encontra-se definido as várias classes de ductilidade dos aços, dividindo-se em A, B e C, de acordo com o valor de k e de ϵ_{uk} .

Na Figura 2.7 apresentam-se os diagramas tensões-extensões típicos para o aço laminado a quente e aço endurecido a frio, incluídos no Capítulo 3.2.4 da NP EN 1992-1-1.

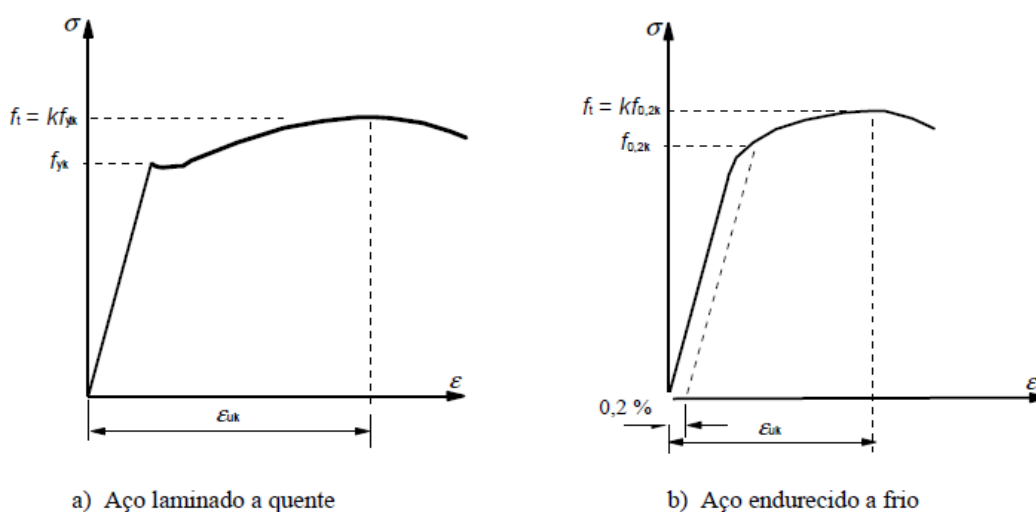


Figura 2.7. Diagrama tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão armado (a tensão de tração e a extensão de tração são indicadas em valor absoluto)

De acordo com o Capítulo 3.2.7(1) da NP EN 1992-1-1, o cálculo deverá basear-se na área nominal da secção transversal das armaduras para betão armado, sendo os valores de cálculo determinados com base nos valores característicos indicados no Capítulo 3.2.2 da NP EN 1992-1-1.

O Capítulo 3.2.7(2) da NP EN 1992-1-1, refere que para o cálculo corrente, poderá admitir-se qualquer uma das hipóteses, sendo, (i) um ramo superior inclinado com uma extensão limite de ε_{ud} e uma tensão máxima de kf_{yk}/γ_s para ε_{uk} , em que $k = (f_t/f_y)_k$ e (ii) um ramo superior horizontal sem necessidade de verificação do limite da extensão. É também indicado que o valor de ε_{ud} a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respetivo Anexo Nacional, recomendando-se $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$ e que o valor de $(f_t/f_y)_k$ é indicado no Anexo C.

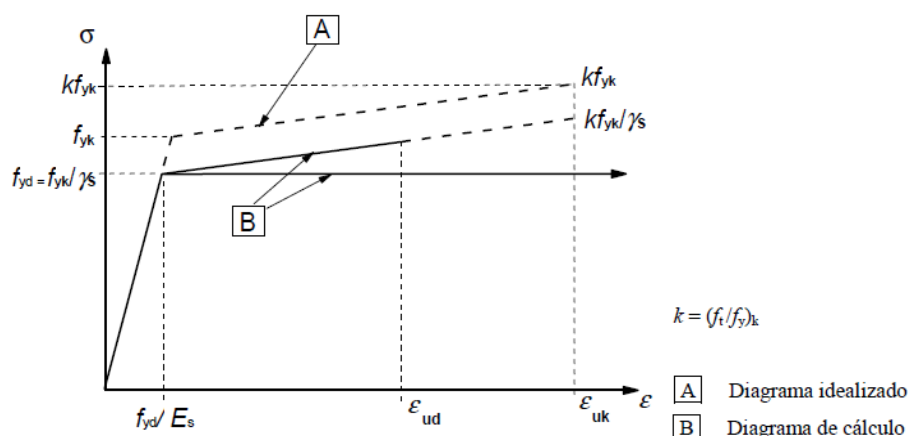


Figura 2.8. Diagramas tensões-extensões, idealizado e de cálculo, do aço das armaduras para betão armado (tracionado ou comprimido)

De acordo com o Capítulo 3.2.7(3-4) da NP EN 1992-1-1 o valor médio da massa volúmica poderá admitir-se igual a 7850 kg/m^3 e o valor de cálculo do módulo de elasticidade, E_s , poderá admitir-se igual a 200 GPa .

2.2.2. Taxa de Armadura

Para prevenir a rotura do elemento estrutural aquando do aparecimento das primeiras fissuras é fundamental a adoção de um valor mínimo para a taxa de armadura longitudinal de tração. Relativamente a esta taxa é também importante limitar o valor máximo, sendo que, com o seu aumento considerável, aumenta também a profundidade da linha neutra na rotura. Esta modificação pode originar a rotura por esmagamento do betão comprimido antes das armaduras entrarem em cedência, provocando assim uma rotura do tipo frágil, o que não é o aconselhável.

O parâmetro mais influente na capacidade para absorver energia (tenacidade) no domínio plástico até à rotura, em vigas, é a taxa de armadura longitudinal de tração. Para valores constantes da resistência à compressão do betão, existe uma razoável redução da deformação em flecha com o incremento da taxa de armadura (Carneiro *et al*, 2004).

O comportamento de um elemento estrutural é mais dúctil, se possuir uma menor taxa de armadura longitudinal. No entanto, têm que ser respeitados os limites construtivos,

nomeadamente, os valores mínimos e máximos para as taxas de armadura. Estes limites são preconizados pelas normas, regulamentos e especificações técnicas.

Segundo o Capítulo 7.4.2(2) da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a), a taxa de armadura de tração é definida pela Expressão 2.7.

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.7)$$

Em que,

A_s – área da secção da armadura longitudinal de tração

b – largura total da secção transversal

d – altura útil da secção transversal

Ainda no Capítulo 7.4.2(2) da NP EN 1992-1-1, a taxa de armaduras de referência é obtida pela Expressão 2.8.

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} \quad (2.8)$$

Segundo o Capítulo 9.2.2(5) da NP EN 1992-1-1, a taxa de armaduras de esforço transversal em vigas é obtida pela Expressão 2.9.

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (2.9)$$

Em que,

A_{sw} – área das armaduras de esforço transversal existente no comprimento s

s – espaçamento das armaduras de esforço transversal, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento

b_w – largura da alma do elemento

α – ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal

Ainda no Capítulo 9.2.2(5) da NP EN 1992-1-1, a taxa mínima de armaduras de esforço transversal em vigas é determinada pela Expressão 2.10.

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (2.10)$$

Em que,

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço

De acordo com o Capítulo 5.4.3.1.2(4)b) da NP EN 1998-1 (IPQ, 2010b), a taxa máxima de armadura na zona tracionada em vigas é obtida pela Expressão 2.11.

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.11)$$

Em que,

ρ' – taxa de armadura na zona comprimida

μ_{φ} – fator de ductilidade em curvatura

$\varepsilon_{sy,d}$ – valor de cálculo da extensão de cedência do aço

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço

De acordo com o Capítulo 5.4.3.1.2(5) da NP EN 1998-1, a taxa mínima de armadura da zona tracionada, ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária é determinada pela Expressão 2.12.

$$\rho_{\min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad (2.12)$$

Em que,

f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tração

2.2.3. Ductilidade

A aptidão do material, secção, elemento ou sistema estrutural admitir deformações plásticas sem diminuição da capacidade resistente, denomina-se de ductilidade (Carmo, 2004). Esta propriedade é fundamental nas estruturas em betão armado localizadas em zonas de elevado risco sísmico porque é necessário que a estrutura tenha capacidade para dissipar energia proveniente das ações dinâmicas. As estruturas hiperestáticas permitem uma redistribuição de esforços das zonas mais solicitadas para as menos solicitadas, levando ao aparecimento de fissuras e deformações antes de ocorrer o colapso das mesmas.

A ductilidade de uma estrutura depende não só das propriedades dos materiais que a constituem, mas também de outros fatores, como o tipo de carregamento, geometria do

elemento, taxa de armadura transversal e especialmente da taxa de armadura de tração. O tipo de aço também tem uma influência importante da ductilidade das estruturas de betão armado. Betões com resistências elevadas apresentam roturas mais frágeis e explosivas. No entanto, o aumento da resistência à compressão não provoca, necessariamente, uma diminuição da capacidade de deformação do elemento estrutural.

Quando submetidos a cargas elevadas, os elementos em betão armado apresentam um comportamento não linear. Este comportamento é provocado pela fendilhação do betão, antes de atingida a tensão de cedência das armaduras. Depois de atingida a tensão de cedência das armaduras, é a não linearidade da relação tensão-extensão do aço que origina este comportamento. Quando as armaduras atingem a tensão de cedência considera-se que se formou uma rótula plástica (Carmo, 2004). A diferença entre rotação correspondente à carga última e a rotação correspondente ao início da cedência das armaduras é denominada por capacidade de rotação plástica do elemento. Para que ocorra a redistribuição de esforços é necessário que surjam rótulas plásticas nas secções mais solicitadas.

Capítulo 3 – Ligações Viga-Pilar

3.1. Introdução

Numa estrutura porticada pode-se distinguir dos elementos vigas e pilares uma parte da estrutura que tem a função de transmitir esforços e compatibilizar deformações entre aqueles elementos estruturais. A esta parte da estrutura denomina-se ligação viga-pilar ou, simplesmente, ligação (LNEC, 1977).

A ligação tem sido considerada pela maioria dos estruturalistas como uma parte integrante do pilar, onde são ancoradas as armaduras da viga. Avalia-se como uma região de simples entrega de tensões, sem que sejam feitas verificações especiais à mesma. Observa-se, porém, que a depender da relação entre os esforços que atuam nas suas faces, a ligação pode apresentar sérios problemas levando-a a condicionar a segurança dos elementos estruturais, vigas ou pilares, que nela concorrem (LNEC, 1977).

Qualquer mudança de direção do eixo de uma estrutura provoca uma alteração na direção dos esforços internos e há, em consequência, um desenvolvimento dos esforços no interior do nó. Em vigas com uma grande curvatura, a variação das tensões numa secção transversal não é linear mas sim hiperbólica, como demonstrado na Figura 3.1. A tensão no canto interior é tanto maior quanto menor for o raio interno, r_i . No caso de cantos interiores vivos tem-se, $r_0 \approx d/7$, $\sigma_a = 2,4M/bd^2$ e σ_i infinitamente grande (teoricamente) (Leonhardt e Mönnig, 1978).

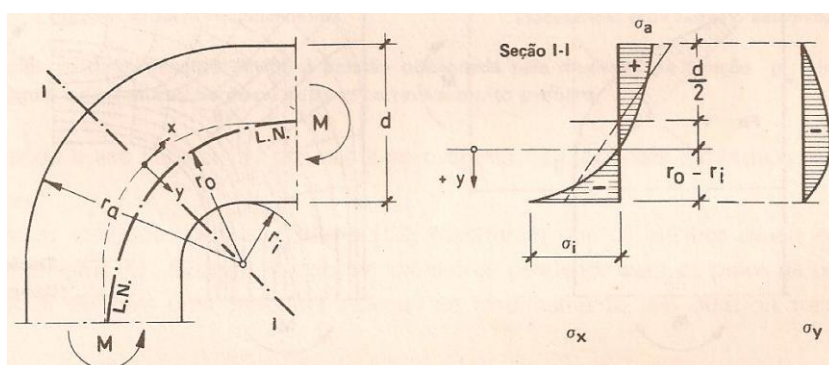


Figura 3.1. Distribuição de tensões em vigas curvas (Leonhardt e Mönnig, 1978)

A mudança de direção dos esforços internos longitudinais provoca, na direção radial, tensões σ_y , de compressão quando M for negativo, mas de tração quando M for positivo. Com a utilização de elementos finitos, Nilsson (1973) obteve, para nós de pórticos ortogonais, a distribuição de tensões representada na Figura 3.2, para ambas as diagonais, no caso de momento positivo. As tensões de tração, na direção da diagonal, são bastante elevadas, o que origina a fissura indicada na Figura 3.2c) e pode conduzir à fendilhação da zona comprimida

na flexão. Este risco deve ser afastado através de uma pormenorização adequada da armadura (Leonhardt e Mönnig, 1978).

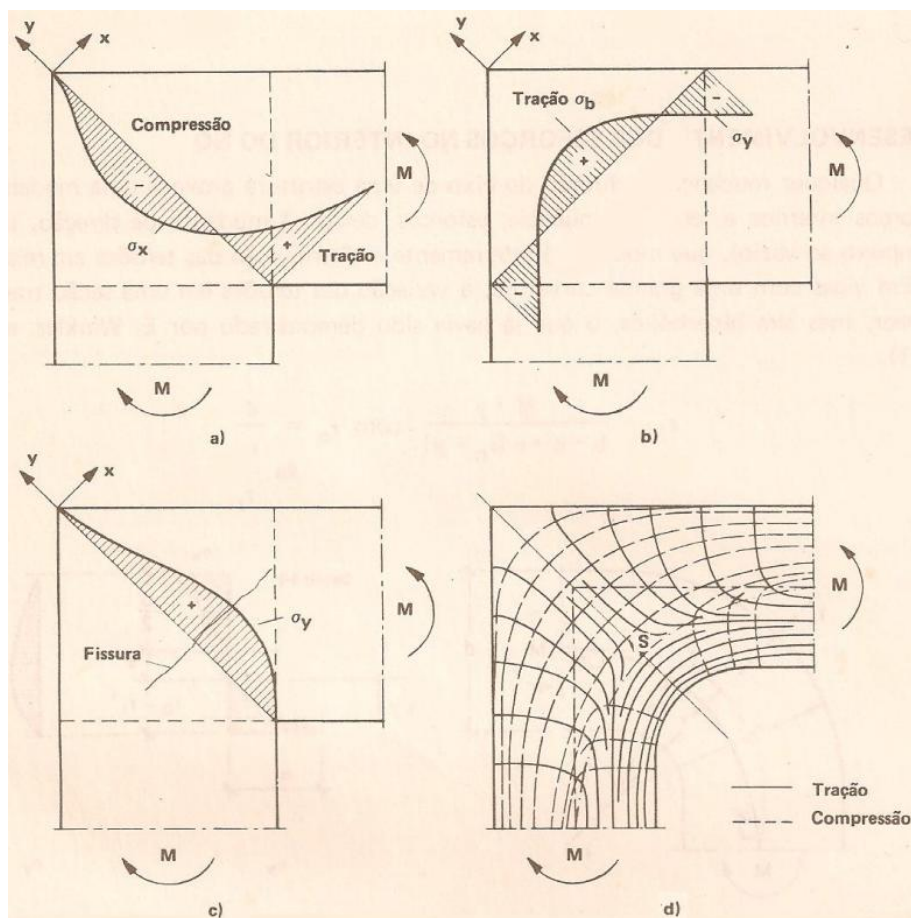


Figura 3.2. Distribuição de tensões e trajetórias das tensões principais para momento positivo (sinais contrários para momento negativo) (Leonhardt e Mönnig, 1978)

Ligação viga-pilar ou ligação, em estruturas porticadas de betão armado, segundo as recomendações da ACI-ASCE Committee 352 (2002), entende-se como o troço de pilar compreendido ao longo da altura da secção transversal da viga com secção transversal mais alta que intersecta o pilar na região em causa (Figura 3.3).

Periferia da ligação viga-pilar é a envolvente do troço de pilar que constitui a ligação, destacando-se a interface com a viga e com o pilar (Figura 3.3).

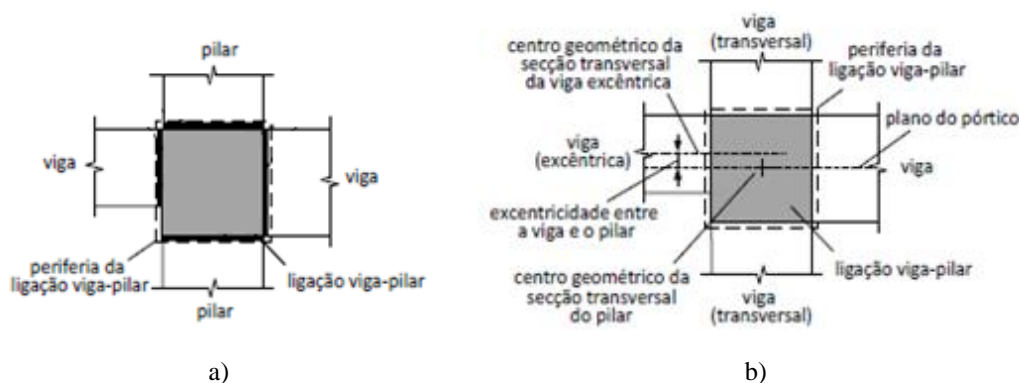


Figura 3.3. a) Vista lateral de uma ligação viga-pilar com vigas de secção transversal de diferentes alturas e b) Vista em planta de uma ligação viga-pilar excêntrica (Costa, 2013)

Note-se que perpendicularmente ao plano de um pórtico podem existir vigas transversais que intersectam o respetivo pórtico na ligação pilar-viga.

Esbelteza da ligação viga-pilar é o quociente entre a altura da maior secção transversal das vigas adjacentes à ligação e a altura da secção transversal do pilar na zona da ligação viga-pilar.

Na bibliografia da especialidade considera-se que a altura da ligação é a dimensão da ligação paralela ao eixo dos pilares, isto é, a altura da secção transversal das vigas adjacentes e a largura da ligação é a dimensão da ligação paralela ao eixo das vigas, isto é, a largura da secção transversal dos pilares.

Comportamento da ligação viga-pilar é a relação entre os esforços nas extremidades dos elementos adjacentes à ligação e os deslocamentos relativos dessas extremidades.

3.2. Classificação das Ligações Viga-Pilar

A ACI-ASCE Committee 352 (2002) e Roeser (2002) (citado por Costa (2013)) apresentam uma classificação para ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado. Os critérios para a classificação das ligações são o tipo de solicitação, o número e disposição relativa dos elementos lineares adjacentes, e a sua pormenorização.

A ACI 352R-02 (ACI-ASCE Committee 352, 2002) classifica as ligações viga-pilar, segundo o tipo de solicitação, em ligações de Tipo 1 e de Tipo 2. As ligações de Tipo 1 são dimensionadas considerando apenas os requisitos de resistência da ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2008). As ligações de Tipo 2 são dimensionadas para ações sísmicas, ou seja, para manter a capacidade resistente e garantir um nível adequado de dissipação de energia.

Relativamente ao número e disposição dos elementos adjacentes, a ACI 352R-02 classifica as ligações viga-pilar conforme exposto na Tabela 3.1. Apresenta-se os tipos de ligações mais comuns, assim como a terminologia adaptada.

Tabela 3.1. Classificação das ligações viga-pilar de acordo com o número e disposição dos elementos adjacentes (ACI-ASCE Committee 352, 2002)

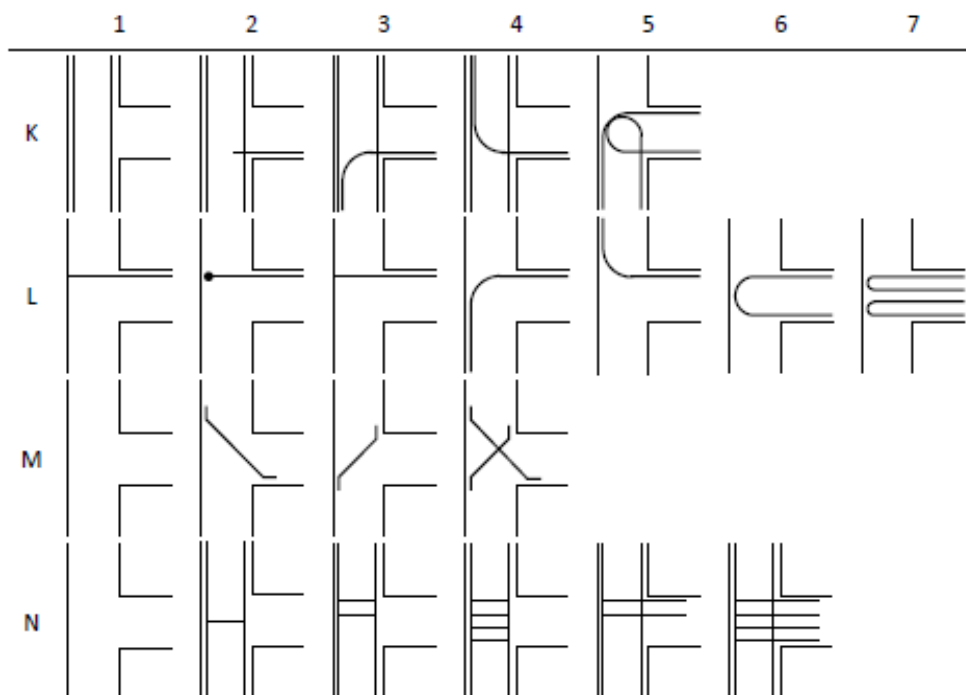
Nomenclatura	3D	2D
Ligação interior		
Ligação de extremidade		
Ligação de canto		
Ligação de cobertura interior		
Ligação de cobertura de extremidade		
Ligação de cobertura de canto		

Na Tabela 3.2 apresenta-se a proposta de pormenorização das armaduras mais comum em ligações viga-pilar de extremidade 2D, realizada por Roeser (2002). Esta sistematização pode ser estendida, com algumas adaptações, a ligações com outro número ou disposição dos elementos adjacentes.

Kordina *et al.* (1998) (citados por Costa (2013)) definem a pormenorização da armadura da ligação com base numa chave que permite a sua identificação recorrendo à Tabela 3.2. Nesta tabela a linha K é relativa à armadura longitudinal do pilar e aos varões de compressão da armadura longitudinal da viga, a linha L refere-se à amarração dos varões de tração da armadura longitudinal da viga, a linha M é para aos varões diagonais na ligação e a linha N refere-se à armadura transversal da ligação (cintas e ganchos horizontais). Deste modo, a pormenorização das armaduras numa ligação de extremidade pode ser identificada com base na chave KLMN. Por exemplo, uma ligação com chave 1616 é uma ligação com $K = 1$, $L = 6$, $M = 1$ e $N = 6$, ou seja, a armadura longitudinal do pilar é constituída por varões contínuos, a

armadura longitudinal da viga é constituída por varões em “U” dispostos em planos verticais, a ligação não é reforçada com varões diagonais e possui varões em “U” dispostos em planos horizontais uniformemente distribuídos pela altura da ligação.

Tabela 3.2. Pormenorização da armadura em ligações viga-pilar de extremidade (Roeser, 2002)



3.3. Problemas de Comportamento e Tipos de Rotura

Pretende-se descrever, sucintamente, os principais problemas de comportamento e os consequentes tipos de rotura que podem ocorrer numa ligação submetida a esforços repetidos. O tipo de ligação que será estudado com mais detalhe neste trabalho é a ligação de extremidade (Figura 3.4). Esta ligação é isolada do resto da estrutura nos pontos de inflexão das vigas e pilares, ou seja, nas secções onde os momentos são nulos (LNEC, 1977).

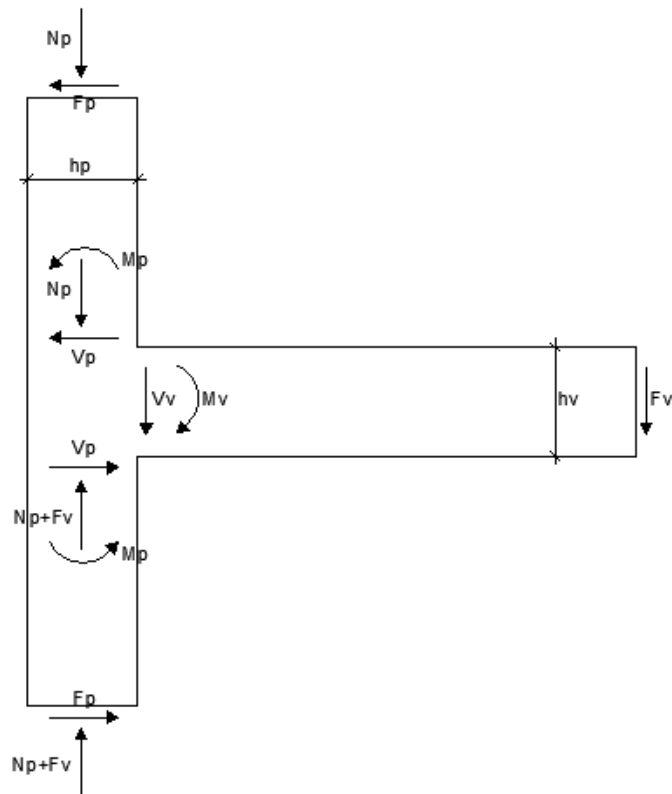


Figura 3.4. Esforços numa ligação de extremidade (LNEC, 1977)

Os problemas de comportamento e os tipos de rotura da ligação são bastante influenciados pela relação entre os esforços que atuam nas suas faces, particularmente entre N_p , M_p e M_v (Figura 3.4). A gravidade dos problemas aumenta quando os momentos M_v e M_p passam de monotónicos para repetidos, principalmente se estes últimos são alternados (LNEC, 1977).

Para se entender o comportamento de uma ligação é necessário conhecer o mecanismo interno de transferência dos esforços que atuam nas suas faces. Esta transferência é feita através de dois fluxos de tensões, um de tração e outro de compressão, segundo as diagonais, e cujas resultantes estão indicadas na Figura 3.5 (LNEC, 1977).

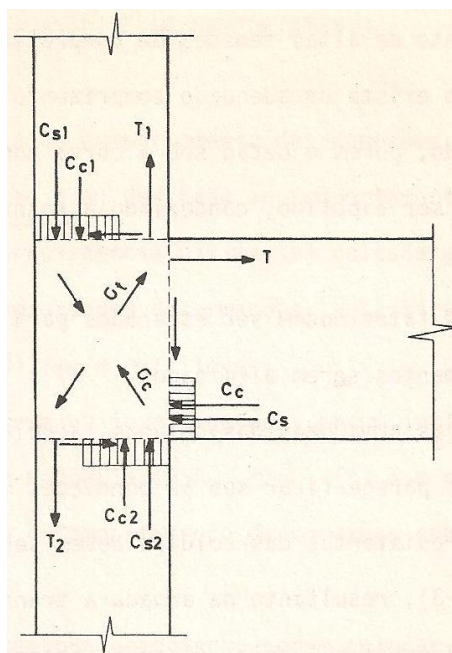


Figura 3.5. Tensões diagonais na ligação (LNEC, 1977)

Considerando os esforços representados na Figura 3.4 e Figura 3.5, como sendo os atuantes na ligação, Ortiz (1993) definiu através da Expressão 3.1 e Expressão 3.2 o comportamento dos nós pelo equilíbrio de forças vertical e horizontal, respetivamente.

$$V_{jv} = T_1 + C_{s2} + C_{c2} - V_v = C_{s1} + T_2 + C_{c1} \quad (3.1)$$

$$V_{jh} = T - V_p = C_c - V_p \quad (3.2)$$

O equilíbrio vertical é analisado para a face exterior e interior da ligação. Quando o nó é solicitado, os varões longitudinais da face interior do pilar transferem tensões para o betão através de forças diagonais. No entanto, estas forças não são consideradas como parte integrante da biela diagonal principal. A fendilhação provocada pela flexão da viga, que surge na zona adjacente à ligação pode prolongar-se pelos varões perturbando o efeito de aderência, principalmente se não houver armadura transversal no nó. Desta forma, a aderência é alterada para a zona inferior do nó onde o betão se encontra comprimido (Haach, 2005).

A face exterior da ligação apresenta um comportamento mais complexo. Dado que, uma porção do comprimento de amarração dos varões longitudinais da viga se sobrepõe aos varões longitudinais do pilar, uma percentagem do esforço proveniente do pilar é absorvida por este mesmo troço. Desta forma a ancoragem do comprimento de amarração das armaduras da viga na ligação ocorre por dois mecanismos. Uma parte é realizada através da transferência de tensões de compressão oriunda dos varões longitudinais do pilar, enquanto a outra é realizada através do recobrimento onde as forças de arrancamento são equilibradas pela resistência à

tração do betão devido ao fenómeno da aderência. Como o núcleo do nó tem maior rigidez relativamente à espessura de recobrimento, tensões de aderência elevadas são geradas na face exterior dos varões longitudinais, principalmente se não existir armadura transversal (Haach, 2005).

As forças horizontais resultantes da ação da biela são resistidas pelos varões longitudinais do pilar em flexão entre duas cintas (Figura 3.6). Logo, a presença de armadura transversal permite que a face externa do nó trabalhe em toda a sua altura, ancorando os varões longitudinais do pilar ao núcleo da ligação e auxiliando também na ação de aderência (Haach, 2005).

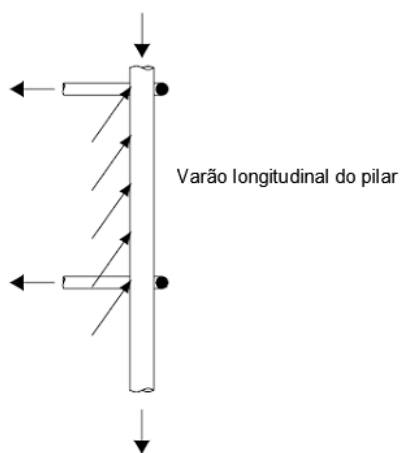


Figura 3.6. Mecanismo de transferência de tensões (Ortiz, 1993)

O equilíbrio horizontal é conseguido pela interação da biela diagonal com os varões longitudinais da viga e a força de corte presente no pilar. A armadura transversal auxilia a transferência de forças horizontais da zona exterior para a zona interior do nó, que posteriormente serão transferidas para a região superior através da biela. Na região superior as cintas funcionam de modo semelhante, aumentando a aderência dos varões longitudinais do pilar e prevenindo o aparecimento de fendilhação (Haach, 2005).

Sem a presença de armadura transversal no nó os varões longitudinais do pilar não resistiriam às forças horizontais, ocorrendo a rotura devido à incapacidade da ligação resistir a estas forças horizontais (Haach, 2005).

Quando os momentos M_v e M_p (Figura 3.4) atingem determinados valores, as tensões de tração na diagonal podem ser suficientemente elevadas para produzirem extensa fendilhação diagonal na ligação (Figura 3.7). A partir desta fase as tensões de compressão diagonais são transmitidas através de bielas de betão definidas entre as fendas diagonais (LNEC, 1977).

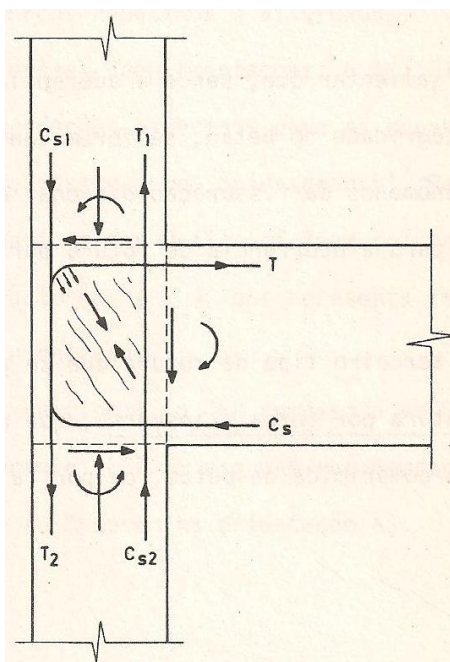


Figura 3.7. Fissuração diagonal na ligação (LNEC, 1977)

Apesar de este trabalho não analisar em detalhe o comportamento das ligações sob o efeito de ações repetidas, apresenta-se de seguida uma breve descrição do comportamento das ligações quando sujeitas a este tipo de ações.

Aplicando os momentos M_v e M_p de modo repetido e de forma que os seus valores se aproximem das capacidades resistentes, podem surgir tensões elevadas de compressão diagonal, provocando uma rotura interna das bielas. Sendo as ações repetidas podem obviamente aparecer fendas na outra diagonal (LNEC, 1977).

Aplicando os momentos fletores de modo repetido e alternado, as fendas em cada direção diagonal, abrem e fecham-se com a inversão das tensões, originando a fragmentação do betão (LNEC, 1977).

Outro tipo de problema que pode ocorrer nas ligações está relacionado com as ancoragens das armaduras da viga e do pilar. Surge devido às limitações geométricas da ligação que não permitam desenvolver-se adequadamente os comprimentos de amarração, ou devido à deterioração da aderência (LNEC, 1977).

Observa-se que a armadura superior da viga estando em tração (Figura 3.7) pode encontrar na ligação, no seu troço reto antes da curva, uma região submetida a trações transversais devidas à flexão do pilar. Pode-se esperar então, neste troço, por uma redução da aderência. Por outro lado, se a largura do pilar é reduzida o comprimento de amarração reto, antes da curva, pode não ser suficiente (LNEC, 1977).

Em ambos os casos, com a repetição dos esforços M_v e M_p pode-se esperar por uma progressiva deterioração da aderência neste troço reto e o aparecimento de tensões de

compressão elevadas no lado interno da curva da armadura. Caso exista um adequado comprimento reto após a curva o varão não será arrancado, porém o betão sob a curva poderá ser esmagado e o recobrimento nesta zona destacar-se, conduzindo à rotura da ligação por ancoragem (LNEC, 1977).

Relativamente à armadura do pilar, os varões cuja localização se encontra próxima da face externa da ligação ficam sob as condições mais críticas. No caso em que é necessário a capacidade resistente máxima do pilar, as tensões de aderência elevadas junto às armaduras provocam fendas e, conseqüentemente, a deterioração da aderência desses mesmos varões. Considerando, as limitações geométricas da ligação poderá eventualmente ocorrer rotura da ligação por ancoragem. Dado que, a aderência aço-betão é dependente das condições de integridade do betão e se forem considerados na análise da ancoragem os fenómenos da fendilhação diagonal, a resistência por aderência é diminuída (LNEC, 1977).

Existe ainda um terceiro tipo de rotura que se pode esperar numa ligação. A rotura devido ao esmagamento da biela comprimida de betão ou por falha da armadura transversal (LNEC, 1977).

Barbosa e Almeida (2001) consideraram, outros tipos de problemas que originam a rotura da ligação viga-pilar. Estes autores acrescentam, em relação ao referido anteriormente, (i) a rotura da ligação devido à mudança de direção dos varões longitudinais da armadura tracionada, provocando tensões de tração no betão e (ii) rotura da ligação por esmagamento do betão nas zonas comprimidas, quando o betão dentro do nó possui uma resistência à compressão inferior relativamente à resistência dos elementos estruturais adjacentes.

3.4. Estudos Experimentais

A maioria dos trabalhos publicados sobre estudos experimentais de ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado visam avaliar a pormenorização das ligações em termos de capacidade resistente, ductilidade e capacidade de dissipação de energia para ações cíclicas. Relativamente às ações monotónicas normalmente é apenas analisado a capacidade resistente das ligações.

Os estudos experimentais recorrem a ensaios de subestruturas do tipo representado na Figura 3.8, em que G e F simulam o efeito das cargas gravíticas e laterais, respetivamente. Estas cargas são aplicadas de forma monotónica. Como já referido anteriormente, estas subestruturas separam-se do resto da estrutura nas secções onde o momento fletor é nulo. Neste estudo dar-se-á especial atenção à ligação de extremidade.

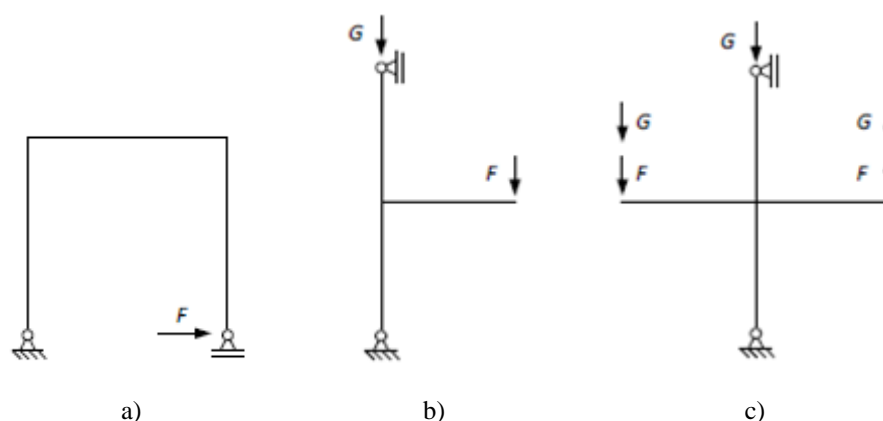


Figura 3.8. Configurações de ensaios experimentais. a) Ligação de cobertura de extremidade submetida a momento de abertura, b) Ligação de extremidade e c) Ligação interior (Costa, 2013)

Balint e Taylor (1972) verificaram num estudo sobre ligações viga-pilar de cobertura de extremidade que a rotura ocorria normalmente pela ligação. Num outro estudo realizado por Taylor (1974), foram ensaiadas 26 ligações viga-pilar para estudar a influência da pormenorização das armaduras.

Na Figura 3.9 estão esquematicamente representadas as pormenorizações estudadas por Taylor (1974). Este autor concluiu que a capacidade resistente da ligação não era suficiente para que o momento máximo resistente na viga fosse atingido. Isto verificou-se em especial quando a viga adjacente tinha uma elevada taxa de armadura longitudinal. Também verificou nas vigas com elevadas taxas de armadura longitudinal a formação de fendas diagonais no nó quando as cargas eram relativamente baixas, cargas de serviço.

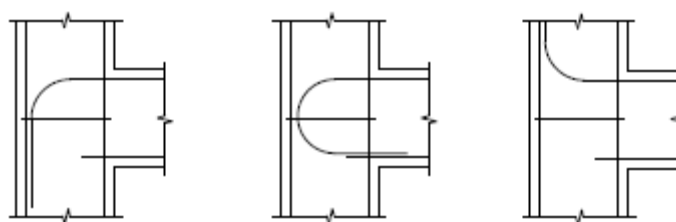


Figura 3.9. Pormenorização da armadura das ligações viga-pilar (Taylor, 1974)

Nilsson (1973) analisou a capacidade resistente da ligação viga-pilar de cobertura de extremidade através da relação entre o momento de rotura atingido no ensaio, M_{RU} , e o momento de rotura teórico da viga na secção junto ao nó, M_U . Estudou a ligação considerando várias pormenorizações para as armaduras, com laços ou em barras cruzadas, ancoradas no banzo comprimido (Figura 3.10).

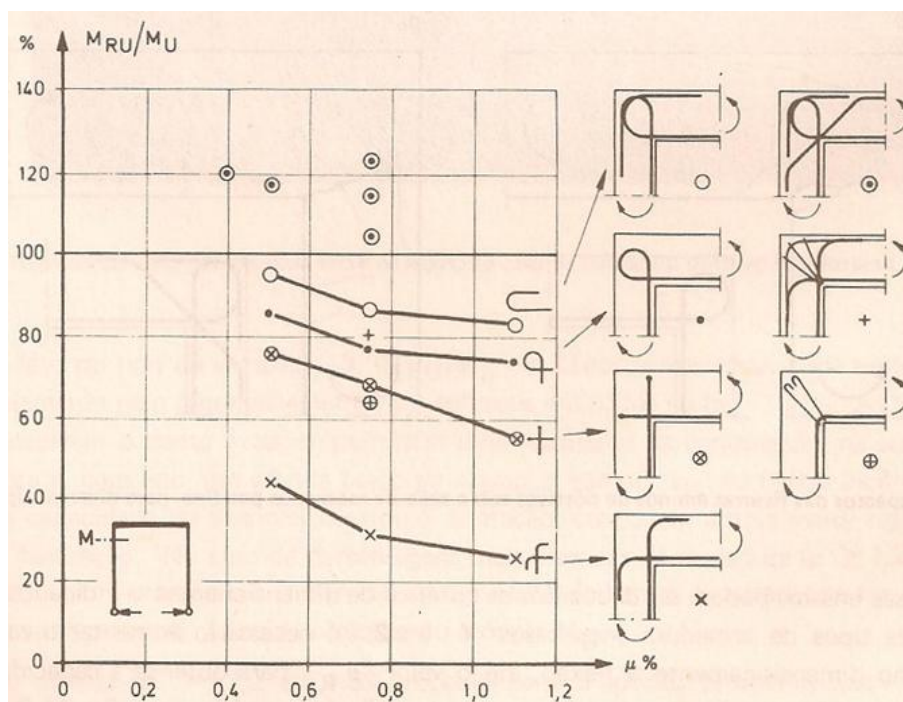


Figura 3.10. Relação M_{RU}/M_U em função da porcentagem de armadura (Leonhardt e Mönnig, 1978)

Nilsson e Losberg (1976) estudaram a pormenorização da armadura nas ligações viga-pilar de cobertura de extremidade submetidas a momentos fletores positivos. Estes autores concluíram que, na maioria dos casos, a ligação apresentava uma capacidade resistente inferior à necessária para que a viga adjacente desenvolvesse a sua resistência última à flexão. A Figura 3.11 resume as pormenorizações das armaduras estudadas e apresenta a relação entre o momento na extremidade da viga quando ocorreu a rotura, M_E , e o momento resistente calculado para a mesma secção, M_R . Também na Figura 3.11 é apresentado a largura das fendas diagonais na ligação, w , para a carga de serviço, assumindo que esta corresponde a um momento na extremidade da viga $M_R/1,8$.

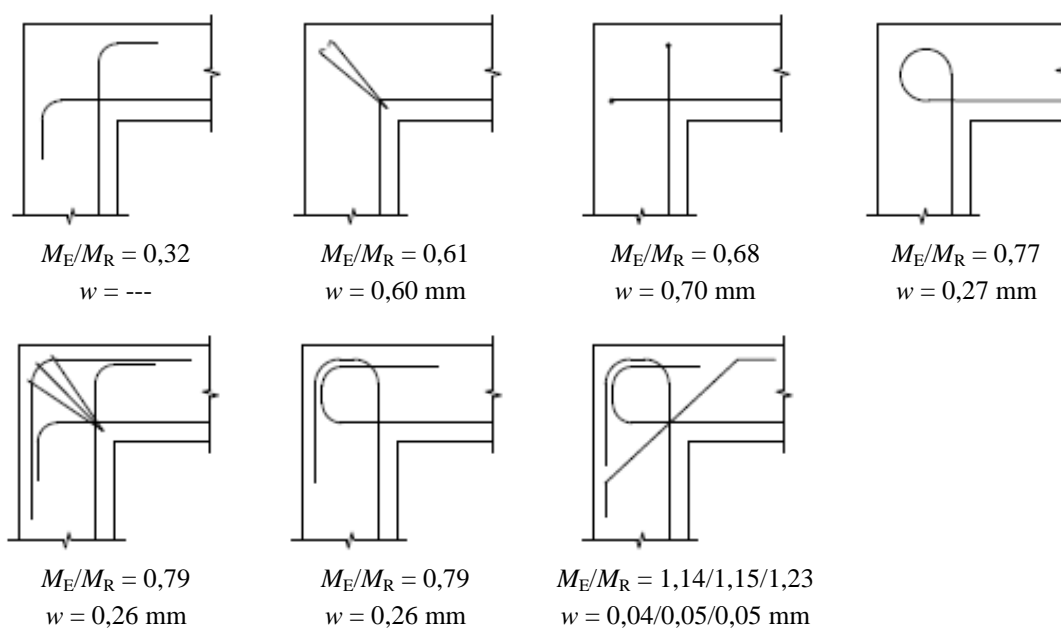


Figura 3.11. Resultados experimentais das ligações viga-pilar (Nilsson e Losberg, 1976)

Verificou-se que uma pormenorização adequada das armaduras é fundamental para um desempenho satisfatório das ligações. Através das Figuras 3.10 e 3.11 verifica-se que muitas das configurações apresentam uma capacidade resistente muito aquém do desejável. Na Figura 3.12 apresentam-se os padrões de fendilhação típicos obtidos por Nilsson (1973).

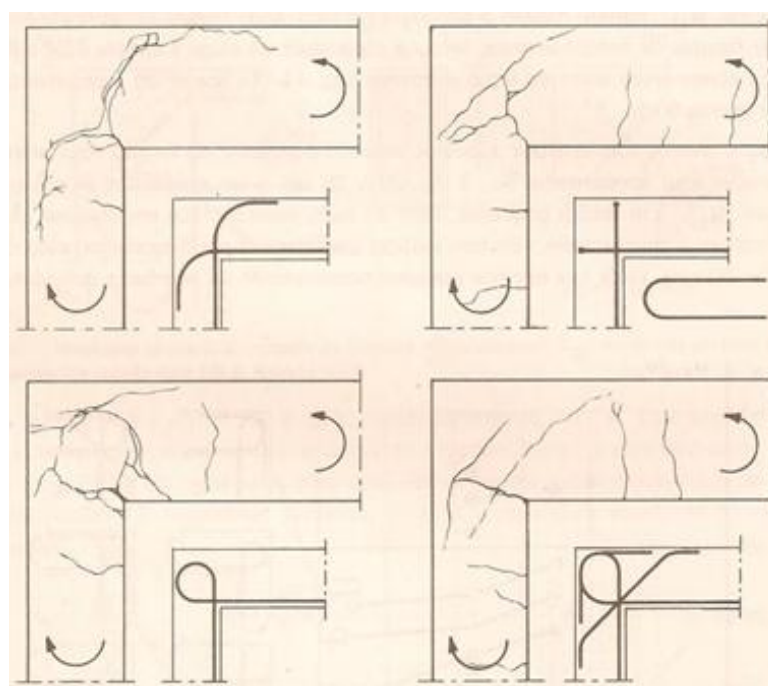


Figura 3.12. Fendas em nós de pórticos sob a ação de momento positivo (Leonhardt e Mönnig, 1978)

LNEC (1977) ensaiou 6 ligações viga-pilar de extremidade em betão armado. Este tipo de ligação foi escolhido, dado que apresenta maiores danos comparativamente com outros tipos de ligações. As ligações romperam devido a deterioração na aderência do troço reto antes da curva da armadura longitudinal superior da viga, esmagamento localizado da biela de betão sobre a curva da armadura longitudinal superior da viga, fragmentação da biela de betão sobre a curva da armadura longitudinal superior da viga, fragmentação da biela de betão, rotura da ancoragem da armadura longitudinal superior da viga, expansão lateral do betão na ligação e eliminação do recobrimento das armaduras da ligação.

Sarsam (1983) ensaiou 5 ligações viga-pilar de extremidade para avaliar de que forma as cintas, o esforço axial no pilar e o quociente entre o esforço transversal e o momento fletor na extremidade da viga, influenciam o comportamento das ligações. Na Figura 3.13 apresentam-se as pormenorizações das ligações viga-pilar estudadas. Na maioria dos ensaios conseguiu-se atingir a capacidade resistente das vigas à flexão. Este autor concluiu que as cintas nas ligações de extremidade são importantes para limitar a penetração dos varões longitudinais das vigas, reduzir o escorregamento dos varões verticais no interior da ligação, aumentar a rigidez da ligação e evitar o destacamento do betão na face exterior do pilar.

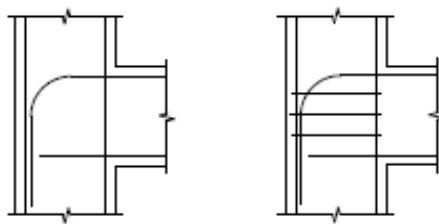


Figura 3.13. Pormenorização da armadura das ligações viga-pilar (Sarsam, 1983)

Ortiz (1993) ensaiou 7 ligações viga-pilar de extremidade, com uma pormenorização do mesmo tipo da adotada por Sarsam (1983) (Figura 3.13). As variáveis estudadas foram a quantidade de armadura transversal na ligação, o diâmetro de dobragem dos varões da armadura longitudinal da viga e o esforço axial nos pilares. Na maioria dos ensaios não se conseguiu atingir a capacidade resistente da viga, ocorrendo quase sempre uma rotura “prematura” da ligação viga-pilar.

Hamil (2000) ensaiou 49 ligações viga-pilar de extremidade com o objetivo de avaliar os parâmetros que influenciam o início da fendilhação diagonal e a capacidade resistente das ligações. Este autor concluiu que a ancoragem da armadura longitudinal da viga em “L” para o pilar e a disposição em “U” podem reduzir a capacidade resistente da ligação em 40% e 20%, respetivamente. Quando a ancoragem é em “L” para o interior da ligação a presença das cintas aumentou significativamente a capacidade resistente das ligações viga-pilar. Verificou também que as cintas eram mais efetivas quando dispostas na zona central das ligações.

Roeser (2002) ensaiou 8 ligações viga-pilar de extremidade e 7 ligações viga-pilar interiores com a pormenorização das armaduras representada na Figura 3.14. Uma vez mais, na maioria

dos ensaios a rotura ocorreu pela ligação viga-pilar, havendo, no entanto, alguns ensaios em que a rotura foi pelas vigas (casos em que a ligação de extremidade era pouco esbelta, quociente entre a altura da viga e do pilar era igual a 1,25). Este autor concluiu que após a ocorrência da fendilhação diagonal na ligação, a contribuição da deformação da própria ligação na deformação global da estrutura aumenta.

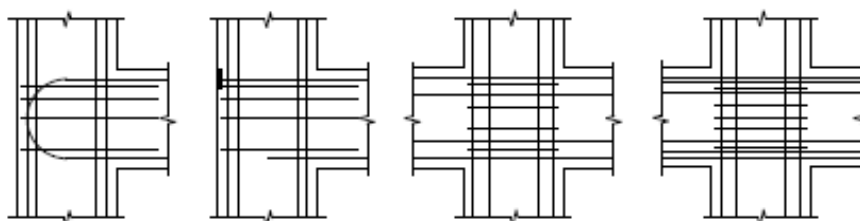


Figura 3.14. Pormenorização da armadura das ligações viga-pilar (Roeser, 2002)

Haach (2005) ensaiou 4 ligações viga-pilar de extremidade com o propósito de avaliar a influência da carga axial do pilar no comportamento da ligação. Concluiu que, o aumento da carga axial origina uma rotura mais frágil, aumenta o confinamento na região nodal e consequentemente o acréscimo de rigidez, melhora a ancoragem das armaduras tracionadas da viga e diminui a fendilhação.

Ghobarah e Said (2002), Cotsovos (2013) e Costa (2013) estudaram, também, ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado. A análise efetuada por estes autores não se enquadra completamente no desenvolvimento do presente estudo, contudo, são documentos importantes e úteis no estudo do comportamento destes elementos estruturais.

Relativamente a ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão leve armado, não foi encontrada bibliografia correspondente, uma vez que, as publicações existentes referem-se unicamente ao betão de densidade normal.

3.5. Recomendações dos Principais Regulamentos

Apenas recentemente foram introduzidas nos regulamentos disposições relativas a ligações viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado. Quando as ações não são cíclicas não é, normalmente, exigido qualquer verificação complementar nas ligações.

As disposições técnicas para as ligações viga-pilar procuram, de uma forma geral, definir dimensões mínimas para a ligação e quantidades de armadura transversal.

3.5.1. NP EN 1992-1-1

O Anexo J da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010a) apresenta disposições relativas a regiões com descontinuidades devido à geometria ou às ações, onde são indicados alguns modelos de escoras e tirantes para ligações viga-pilar de extremidade. O Capítulo 5.3.2.2(3) da NP EN 1992-1-1 refere que nos casos em que a viga ou a laje é betonada monoliticamente com os apoios, permite que se considere para momento de cálculo crítico no apoio, M_{Ed} , o valor à face do apoio. Esse momento na secção junto à face do apoio não deverá ser inferior a 65% do momento de encastramento. No Capítulo 5.3.2.2(3) da NP EN 1992-1-1 é indicado que o dimensionamento de vigas e pilares com base nos esforços nas suas extremidades no ponto de intersecção dos eixos destes elementos pode ser demasiado gravoso.

3.5.2. NP EN 1998-1

A NP EN 1998-1 (IPQ, 2010b) define requisitos mínimos para as ligações viga-pilar em edifícios de classe de ductilidade média (DCM) e alta (DCH), para assegurar que as ligações possuem capacidade de dissipação de energia, sem redução substancial da respectiva resistência.

Nos edifícios de classe de ductilidade média (DCM), segundo o Capítulo 5.4.3.3(1) da NP EN 1998-1, as ligações viga-pilar devem ser confinadas com armadura horizontal (transversal) superior ou igual à armadura adotada para as zonas críticas dos pilares. De acordo com o Capítulo 5.4.3.2.2(2) deve ainda ser colocado ao longo de cada face do pilar, pelo menos, um varão intermédio entre os varões de canto.

Nos edifícios de classe de ductilidade elevada (DCH) aplicam-se as disposições descritas anteriormente para os edifícios de DCM e adicionam-se mais alguns requisitos. As ligações devem ser verificadas em termos de esforço transversal horizontal máximo, como refere o Capítulo 5.5.2.3 da NP EN 1998-1.

Outro requisito a respeitar, segundo o Capítulo 5.5.3.3(2)a) da NP EN 1998-1, é que a capacidade resistente da ligação viga-pilar interior deve ser limitada (Expressão 3.3).

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (3.3)$$

Em que,

v_d – esforço axial reduzido na secção transversal do pilar acima da ligação
 h_{jc} – distância entre o eixo das camadas exteriores da armadura longitudinal do pilar
 b_j – largura efetiva da ligação, dada por $\min\{b_c, (b_w+0,5h_c)\}$ se $b_c > b_w$ ou $\min\{b_w, (b_c+0,5h_c)\}$ se $b_c < b_w$ (b_c e b_w são a largura da secção transversal do pilar e da viga, respetivamente)

η – coeficiente de redução da capacidade resistente do betão à compressão na ligação viga-pilar, devido às extensões de tração na direção transversal, e é dado pela Expressão 3.4

$$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250) \quad (3.4)$$

Segundo o Capítulo 5.5.3.3(3) da NP EN 1998-1 deve adotar-se um confinamento adequado, horizontal e vertical, da ligação de modo a limitar a tração diagonal máxima do betão ao valor de cálculo da resistência à tração do betão, f_{ctd} . Para isso, é necessário colocar na ligação cintas horizontais com um diâmetro não inferior a 6 mm, havendo inclusive uma expressão para o cálculo da quantidade de armadura necessária.

No Capítulo 5.5.3.3(4) da NP EN 1998-1 são apresentadas disposições alternativas para garantir a integridade das ligações viga-pilar após fendilhação diagonal. Essas disposições baseiam-se na colocação de armadura horizontal de confinamento, de acordo com a Expressão 3.5 e Expressão 3.6, respetivamente, para ligações interior e de extremidade.

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd}(1 - 0,8v_d) \quad (3.5)$$

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}A_{s2}f_{yd}(1 - 0,8v_d) \quad (3.6)$$

Sendo o esforço axial reduzido de cálculo, v_d , na ligação interior referente à secção do pilar acima do nó e na ligação de extremidade referente à secção do pilar abaixo do nó.

Por fim, refere-se que devem ser colocados varões verticais no pilar que atravessem a ligação. Esta medida está definida no Capítulo 5.5.3.3(6) da NP EN 1998-1 e a área desses varões é determinada pela Expressão 3.7.

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc}/h_{jw}) \quad (3.7)$$

Em que,

$A_{sv,i}$ – área total dos varões verticais intermédios colocados entre os varões de canto nas faces interessadas do pilar (incluindo os varões que constituem a armadura longitudinal dos pilares)

Para impedir que ocorram roturas por falta de aderência dos varões, além das disposições definidas na NP EN 1992-1-1, a NP EN 1998-1 define no Capítulo 5.6.1(1) regras adicionais.

Segundo o Capítulo 5.6.1(3) da NP EN 1998-1, em estruturas de DCH, o comprimento de amarração dos varões da armadura longitudinal das vigas ou pilares amarrados no interior do

nó viga-pilar, deve ser medido a uma distância 5ϕ da face da ligação (para o interior desta). Na NP EN 1998-1, Capítulo 5.6.2.2, são definidas expressões que limitam o diâmetro dos varões, para impedir a rotura por aderência dos varões da armadura longitudinal das vigas que atravessam o nó viga-pilar. Esses limites não se aplicam a varões diagonais que atravessam a ligação.

Em casos excepcionais e alternativamente às limitações anteriores, a amarração das armaduras longitudinais da viga pode ser conseguida prolongando a viga ou laje horizontalmente sob a forma de tocos exteriores para além da ligação, utilizando varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à respectiva extremidade ou adotar dobragens a 90° para o interior da ligação com um comprimento mínimo da parte vertical da amarração de 10ϕ e dispondo varões transversais no interior da dobragem (Capítulo 5.6.2.2(3) da NP EN 1998-1).

Existem ainda disposições a considerar no Capítulo 5.4.1.2.2(1) da NP EN 1998-1, que condicionam as dimensões da secção transversal de pilares sísmicos primários. Estas dimensões não deverão ser inferiores a um décimo da maior distância entre o ponto de inflexão e as extremidades do pilar. De acordo com o Capítulo 5.5.1.2.2(1) da NP EN 1998-1, para edifícios da classe DCH, a dimensão mínima da secção transversal de pilares sísmicos primários não deve ser inferior a 250 mm.

Como referido nos Capítulos 5.4.3.2.1(3) e 5.5.3.2(3) da NP EN 1998-1, o valor máximo do esforço axial reduzido, v_d , nos pilares sísmicos primários não deve ser superior a 0,65 e 0,55 para as estruturas da classe DCM e DCH, respetivamente.

3.5.3. ACI 352R-02

A ligação viga-pilar é considerada pela ACI 352R-02 (ACI-ASCE Committee 352, 2002) e pela ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2008) como um troço de pilar que tem elevado esforço transversal e uma elevada variação do momento fletor. As disposições mais relevantes indicadas na ACI 352R-02 procuram complementar ou modificar o Capítulo 7.10 da ACI 318-08.

A ACI 352R-02 define ligação como a parte do pilar ao longo da altura da viga.

A ACI 352R-02 propõe dois tipos de armadura transversal para as ligações viga-pilar, varões em espiral e cintas. Em ligações com armadura transversal composta por varões em espiral, deve ser adotada, segundo o Capítulo 4.2.1.1 da ACI 352R-02, uma taxa volumétrica mínima determinada pela Expressão 3.8. Taxa volumétrica é definida como a relação entre o volume da armadura transversal e o volume de betão que ela envolve, medido pelo seu exterior.

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (3.8)$$

Em que,

f_{yh} – tensão de cedência da armadura transversal, com um máximo de 420 MPa

A_g – área da secção transversal do pilar

A_c – área do núcleo do pilar medida pelo contorno exterior da armadura transversal

Segundo o Capítulo 4.2.1.3 da ACI 352R-02, para os varões em espiral devem ser dispostas pelo menos duas camadas de armadura transversal entre os varões da armadura longitudinal da viga adjacente com maior altura de secção transversal. O afastamento máximo entre eixos das camadas de armadura transversal não deve ser superior a 300 mm, devendo nalguns casos ser limitado a 150 mm. No caso de ligações de extremidade devem ser colocados, segundo o Capítulo 4.2.1.5 da ACI 352R-02, varões verticais (normalmente em “U” invertido) ao longo de toda a altura da ligação.

Quando se utiliza armadura transversal constituída por cintas ou ganchos, a área total da secção transversal desta armadura em cada uma das direcções de cada camada é determinada através da Expressão 3.9 (Capítulo 4.2.2.2 da ACI 352R-02).

$$A_{sh} = 0,3 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \geq 0,09 \frac{s_h b_c'' f_c'}{f_{yh}} \quad (3.9)$$

Em que,

f_{yh} – tensão de cedência da armadura transversal, com um máximo de 420 MPa

s_h – espaçamento entre eixos das camadas de armadura transversal

b_c'' – largura do núcleo do pilar medida pelo contorno exterior da armadura transversal

O Capítulo 4.2.2.3 da ACI 352R-02 refere que a distância vertical entre eixos das camadas de armadura transversal na ligação deve ser igual ao menor valor de $1/4 \min(b_c, h_c)$, $6\phi_{\text{arm. pilar}}$ e 150 mm. A distância máxima entre eixos de ramos de armadura transversal não deve exceder 300 mm e cada extremidade do gancho deve envolver um varão de armadura longitudinal periférico do pilar. Estas regras aplicam-se a elementos primários que resistem às cargas sísmicas. No caso em que os elementos não são primários (Capítulo 4.2.2.4 da ACI 352R-02) a distância vertical entre eixos das camadas de armadura transversal na ligação deve ser igual ao menor valor de $1/3 \min(b_c, h_c)$ e 300 mm.

Alguns destes limites são alterados para metade quando a ligação tem elementos lineares adjacentes em todas as faces. Nalgumas ligações é ainda prevista a colocação de estribos verticais.

A capacidade resistente de ligações viga-pilar com vigas em duas direcções deve ser verificada para cada uma das direcções, conforme refere o Capítulo 4.3.1 da ACI 352R-02 e é determinada pela Expressão 3.10.

$$V_n = 0,083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (3.10)$$

Em que,

b_j – largura efetiva da ligação dada por $\min\{(b_b+b_c)/2, b_b+\Sigma(mh_c/2), b_c\}$ com $m = 0,3$ nos casos em que a excentricidade entre os eixos do pilar e da viga excede $b_c/8$ e $m = 0,5$ nos restantes casos

O parâmetro γ depende da configuração da ligação e é definido na Tabela 3.3.

Tabela 3.3. Valores do parâmetro γ (ACI-ASCE Committee 352, 2002)

Disposição dos elementos lineares adjacentes à ligação	Tipo de ligação	
	1	2
Ligação com pilar contínuo		
Elementos nas quatro faces verticais	24	20
Elementos em três faces verticais ou duas faces verticais opostas	20	15
Outros casos	15	12
Ligação com pilar descontínuo (cobertura)		
Elementos nas quatro faces verticais	20	15
Elementos em três faces verticais ou duas faces verticais opostas	15	12
Outros casos	12	8

A secção a partir da qual o comprimento de amarração da armadura longitudinal das vigas se desenvolve é a face do pilar e a face exterior das cintas, para ligações do Tipo 1 e 2, respetivamente. Para as armaduras longitudinais dos pilares o comprimento de amarração, das mesmas, é contabilizado a partir da face exterior da armadura de flexão da viga (Capítulo 4.5.1 da ACI 352R-02). No caso de amarração em gancho de varões que terminam na ligação, a face exterior do gancho deve estar afastada mais de 50 mm da face exterior oposta à secção crítica. Quando as vigas têm mais do que uma camada de armadura, a extremidade dos varões da camada seguinte deve estar a uma distância superior a $3\varnothing$ da extremidade dos varões da camada anterior (Capítulo 4.5.2.1 da ACI 352R-02).

A ACI 352R-02 define no Capítulo 4.5.2.3 e Capítulo 4.5.2.4 os comprimentos mínimos de amarração para ligações do Tipo 1 e do Tipo 2 em gancho.

A adoção de dispositivos mecânicos de amarração está prevista no Capítulo 4.5.3.2 da ACI 352R-02 desde que esses dispositivos se localizem no interior da ligação a pelo menos 50 mm da sua periferia. Para estes dispositivos mecânicos de amarração são também definidos comprimentos mínimos de amarração e regras complementares para impedir a formação de potenciais planos de rotura quando os dispositivos mecânicos de amarração estão próximos das faces da ligação.

As amarrações retilíneas dos varões da armadura longitudinal das vigas ou pilares que terminam na ligação são definidas no Capítulo 4.5.4 da ACI 352R-02 e nos Capítulos 12.2.1-4 da ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2008). A limitação da relação h/\emptyset , segundo o Capítulo 4.5.5 da ACI 352R-02, visa limitar o escorregamento dos varões da armadura longitudinal das vigas e dos pilares que atravessam a ligação.

3.5.4. ACI 318-08

Segundo o Capítulo 11.10 da ACI 318-08 (ACI Committee 318, 2008), as ligações viga-pilar devem ser dimensionadas para o esforço de corte que equilibra os esforços nas secções extremas dos elementos adjacentes. As ligações que estão dispensadas da colocação de armadura transversal mínima pertencem aos elementos estruturais que não são dimensionados para resistir às ações sísmicas e estão restringidos nas quatro faces verticais por vigas ou lajes. Nas restantes ligações a armadura transversal mínima é definida pela Expressão 3.11.

$$A_{v,min} = 0,75\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq 50 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (3.11)$$

Em que,

s – espaçamento entre cintas

b_w – largura da alma do pilar

f_{yt} – tensão de cedência da armadura transversal

Esta armadura deve ser disposta ao longo da altura do pilar, não podendo ser inferior à altura da secção transversal da viga com maior altura.

As ligações viga-pilar pertencentes ao sistema que resistirá a ações sísmicas devem ainda respeitar as disposições adicionais definidas no Capítulo 21.7 da ACI 318-08.

A armadura transversal das ligações viga-pilar deve respeitar os requisitos definidos para armadura transversal em elementos sujeitos a flexão composta, onde é provável que ocorra a cedência da armadura longitudinal (rótulas plásticas). Nestes casos deve-se confinar o betão e conferir apoio lateral aos varões da armadura longitudinal (Capítulos 21.6.4.2-4 e 21.6.4.7 da ACI 318-08). Em ligações constituídas por quatro vigas adjacentes é permitido reduzir a armadura transversal e aumentar o seu espaçamento máximo. Nos casos em que a armadura longitudinal das vigas atravessa a ligação fora do núcleo do pilar e não existam vigas transversais que confinem esta armadura, deve ser colocada uma armadura transversal para esse efeito.

Segundo o Capítulo 21.7.4 da ACI 318-08, a resistência das ligações viga-pilar em termos de esforço de corte horizontal a meia altura do nó, V_n , não deve ser superior aos valores apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Resistência das ligações viga-pilar (ACI Committee 318, 2008)

Tipo de ligação viga-pilar	V_n (N)
Ligações com elementos adjacentes nas quatro faces verticais	$20(f'_c)^{1/2}A_j$
Ligações com elementos adjacentes em três faces verticais ou duas opostas	$15(f'_c)^{1/2}A_j$
Outros casos	$12(f'_c)^{1/2}A_j$

Onde, A_j é a área da secção transversal horizontal efetiva da ligação, definida pelo produto entre h_c e a largura efetiva da ligação (mínimo entre b_c , b_b+h_c e dobro da menor distância entre o eixo da viga e as faces laterais do pilar).

O comprimento de amarração de varões tracionados, com diâmetros compreendidos entre 9,5 mm e 35,8 mm, com um gancho e em elementos de betão normal deve ser determinado através da Expressão 3.12 (Capítulo 21.7.5 da ACI 318-08).

$$l_{dh} = f_y \phi / (65 \sqrt{f'_c}) \geq \max\{8\phi, 150 \text{ mm}\} \quad (3.12)$$

Acrescenta-se ainda que o referido gancho deve estar localizado no núcleo confinado do pilar ou de um elemento adjacente.

No caso de amarrações retilíneas de varões tracionados com diâmetros compreendidos entre 9,5 mm e 35,8 mm, o comprimento de amarração, l_d , deve ser 2,5 ou 3,25 vezes superior ao valor da Expressão 3.12. Esta variação depende se a altura da lâmina de betão sob a armadura, betonada de uma só vez, é inferior ou superior a 300 mm, respetivamente. Também os varões retilíneos que terminam na ligação devem passar pelo núcleo confinado do pilar ou de um elemento adjacente. Se o varão não está confinado no núcleo da ligação, o comprimento de amarração é majorado por um fator de 1,6.

Capítulo 4 – Programa Experimental

4.1 Introdução

A análise estrutural de elementos produzidos com betões menos usuais, como é o caso do BEAL, necessita de ser aprofundada e devidamente testada para se compreender completamente o seu comportamento, contribuindo assim para um uso mais generalizado nas situações correntes. O mecanismo de rotura e a fendilhação são alguns parâmetros fundamentais a analisar. Igualmente importante é a determinação dos efeitos estruturais provenientes das ações impostas, conseguida através da medição de certos parâmetros, como por exemplo, as reações nos apoios, os deslocamentos e as extensões em secções críticas.

O estudo experimental tem como vantagem permitir uma análise fidedigna do comportamento das ligações viga-pilar. Contudo, não só é dispendioso como também está exposto a erros humanos e técnicos, embora se tentem minimizar.

Foram ensaiadas 5 peças com o objetivo de estudar as ligações viga-pilar de extremidade em elementos produzidos com betões leves e avaliar a influência da resistência do betão e da taxa de armadura no comportamento da ligação. Utilizaram-se diferentes classes de resistência do betão e diferentes taxas de armadura. Neste trabalho foi medido a força e o deslocamento do atuador, deslocamentos verticais e horizontais em secções consideradas críticas, reações nos apoios e extensões das armaduras, também em secções consideradas críticas.

4.2. Descrição dos Elementos de Ensaio

As peças têm a forma em “T” com secção transversal de $270 \times 120 \text{ mm}^2$. No entanto, uma das peças mantém essa secção na viga, mas altera para $270 \times 220 \text{ mm}^2$ no pilar. O recobrimento das armaduras é de 20 mm.

São produzidas duas classes de BEAL, com resistências à compressão de 30 MPa e 55 MPa, designando-se, respetivamente, por LC 30/33 e LC 55/60.

Adotou-se diâmetros de 10 mm ($\varnothing 10$) e 16 mm ($\varnothing 16$) para as armaduras longitudinais. A taxa de armadura longitudinal nos elementos produzidos é 0,0112 e 0,0296 para elementos constituídos por varões $\varnothing 10$ e $\varnothing 16$, respetivamente.

As peças produzidas e ensaiadas são as seguintes:

- P1 – betão LC30 e armadura $\varnothing 10$
- P2 – betão LC30 e armadura $\varnothing 16$
- P3 – betão LC55 e armadura $\varnothing 10$
- P4 – betão LC55 e armadura $\varnothing 16$
- P5 – betão LC55 e armadura $\varnothing 16$ (com secção aumentada no pilar)

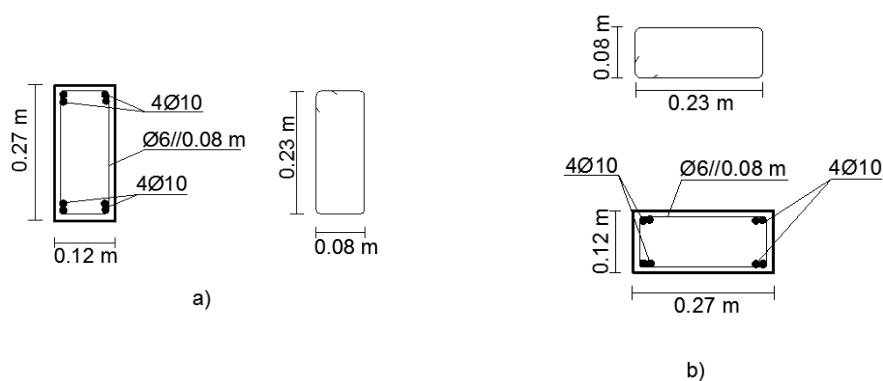


Figura 4.2. Corte transversal das peças P1 e P3, a) na viga e b) no pilar

Na Figura 4.3 apresenta-se um corte longitudinal das peças P2, P4 e P5, onde se representam as dimensões e a pormenorização das armaduras longitudinal e transversal.

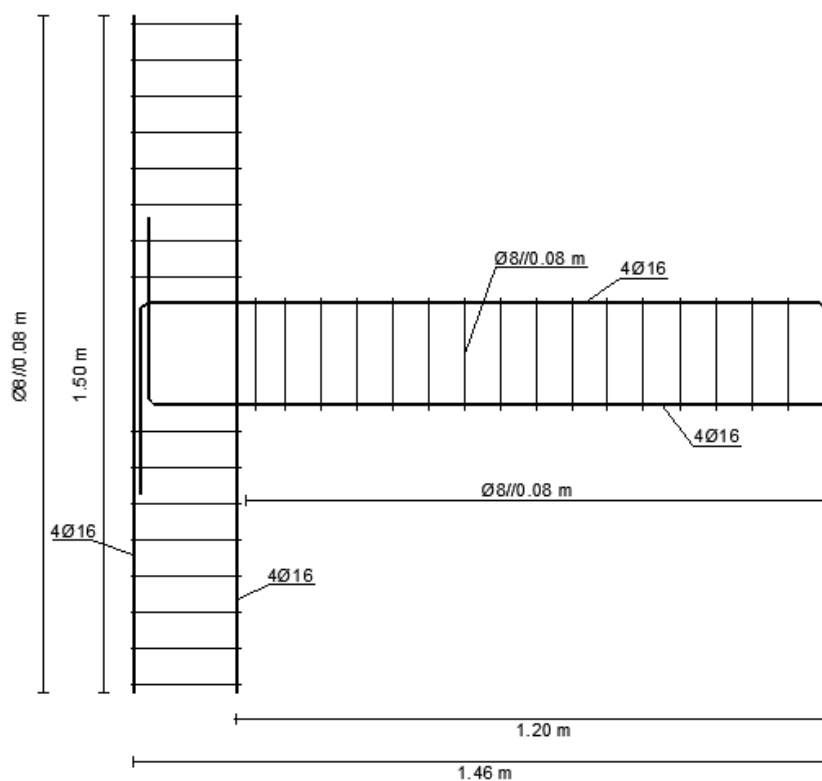


Figura 4.3. Corte longitudinal das peças P2, P4 e P5

Na Figura 4.4 apresenta-se um corte transversal das peças P2 e P4, onde se representam as dimensões e a pormenorização das armaduras longitudinal e transversal.

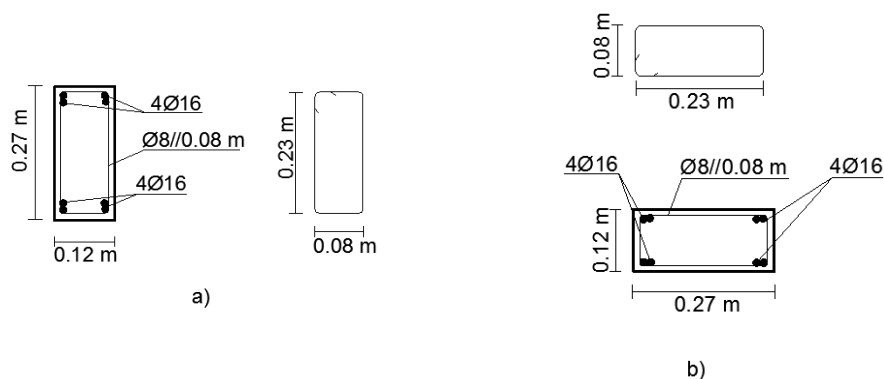


Figura 4.4. Corte transversal das peças P2 e P4, a) na viga e b) no pilar

Na Figura 4.5 apresenta-se um corte transversal da peça P5, onde se representam as dimensões e a pormenorização das armaduras longitudinal e transversal.

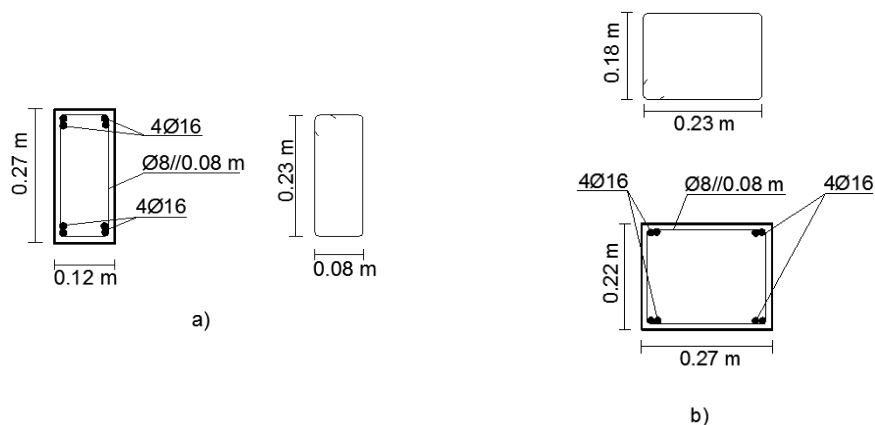


Figura 4.5. Corte transversal da peça P5, a) na viga e b) no pilar

4.3. Composição e Caracterização dos BEAL

4.3.1. Constituintes dos BEAL

Na produção dos BEAL LC30 e LC55 utilizaram-se, como ligante, cimento dos tipos CEM II/A-L 42,5R e CEM I 52,5R da Secil e Fíler calcário. Na Tabela 4.1 apresenta-se a massa volúmica dos ligantes.

Tabela 4.1. Massa volúmica dos ligantes

Ligante	Massa volúmica (kg/dm ³)
CEM II/A-L 42,5R	3,08
CEM I 52,5R	3,12
Fíler calcário	2,70



Figura 4.6. Amostra de cimento do tipo CEM II/A-L 42,5R

Os agregados utilizados na composição dos betões são de dois tipos, agregados de densidade normal e agregados leves. Os agregados de densidade normal são a areia fina 0/2 mm e a areia média 0/4 mm, sendo ambas constituintes da fração fina dos betões. Na Tabela 4.2 apresenta-se a massa volúmica das partículas no estado anidro das areias.

Tabela 4.2. Massa volúmica das areias

Agregado	ρ_{p0} (kg/dm ³)
Areia fina 0/2	2,63
Areia média 0/4	2,63

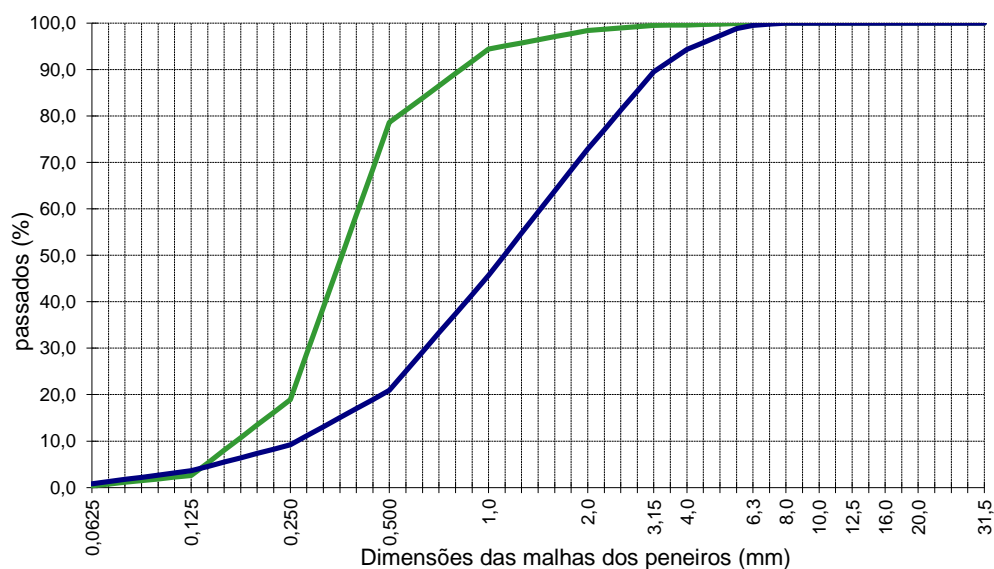


Figura 4.7. Curvas granulométricas da areia fina e areia média

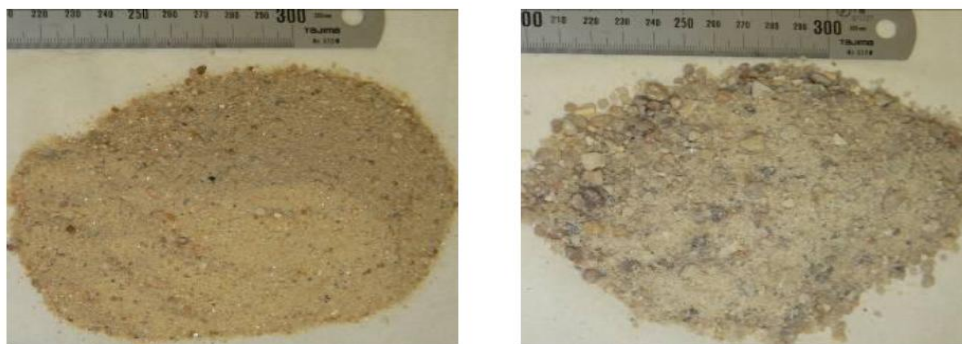


Figura 4.8. Amostras de areia fina e areia média

Os agregados leves são de argila expandida, tendo-se utilizado a Leca[®] HD 4/12 que é constituinte da fração grossa dos betões. Os grãos de Leca[®], apesar de dependerem do processo de fabrico, apresentam maioritariamente uma forma esférica. A composição dos grãos pode ser dividida numa estrutura superficial fechada, rugosa e densa, ao passo que a estrutura interna é muito porosa, alveolar e tem densidade mais baixa. As propriedades mais relevantes dos agregados Leca[®] são a massa volúmica das partículas saturadas, ρ_{PS} , massa volúmica das partículas no estado anidro, ρ_{P0} , percentagem de absorção de saturação, A_S , e teor de humidade das partículas, H_P . Estes parâmetros são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3. Propriedades do agregado leve

Agregado	ρ_{PS} (kg/dm³)	ρ_{P0} (kg/dm³)	A_S (%)	H_P (%)
Leca [®] HD 4/12	1,35	1,17	16	15

Conforme se verifica nos valores apresentados, o agregado leve do lote utilizado encontrava-se praticamente saturado, não tendo sido necessário adicionar água de absorção na composição do BEAL.

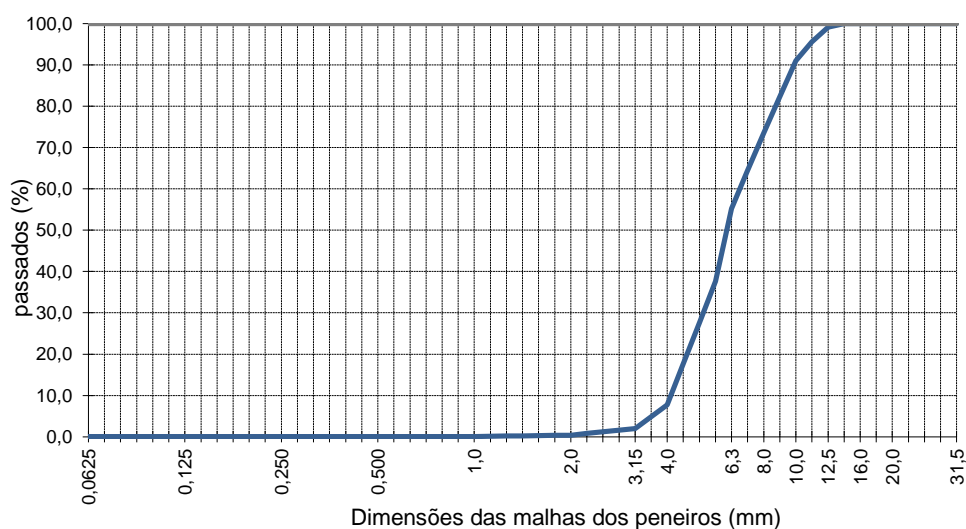


Figura 4.9. Curva granulométrica da Leca® HD 4/12



Figura 4.10. Amostra de Leca® HD 4/12

A aplicação de adjuvante tem como principais objetivos o aumento da plasticidade e a redução da quantidade de água necessária na mistura. Assim sendo, foi possível melhorar a resistência mecânica do betão sem prejudicar a sua trabalhabilidade. O adjuvante utilizado foi o Glenium Sky 526, um superplastificante de última geração, redutor de água e também incrementador de viscosidade.

A água utilizada nas misturas foi da rede pública de abastecimento, o que a torna apta para ser utilizada na produção de betão.

4.3.2. Composição dos BEAL

Para a produção das peças foram utilizadas duas composições de BEAL, com formulações e resistências mecânicas distintas. Cada uma das composições foi elaborada através de um método desenvolvido por Costa *et al.* (2010b), atendendo à resistência à compressão pretendida para cada betão. Na Tabela 4.4 apresenta-se as composições para 1 m³ de betão.

Tabela 4.4. Composição dos betões

Constituintes	LC30		LC55	
	Massa (kg)	Volume (litros)	Massa (kg)	Volume (litros)
CEM I 52,5 R	-	-	480	155
CEM II-A/L 42,5 R	290	94	-	-
Fíler calcário	58	21	-	-
Adjuvante	1,2	1,1	4,8	4,5
Água efetiva	169	169	135	135
Água de absorção	0	-	0	-
Ar da pasta	-	25	-	20
Areia fina 0/2	292	111	225	86
Areia média 0/4	682	259	675	257
LecaHD4/12	429	319	461	343

4.3.3. Propriedades dos BEAL

Para determinar as características do betão, nomeadamente, resistência à compressão e massa volúmica, foram produzidos 4 provetes cúbicos de 150x150x150 mm³, para cada amassadura realizada.

4.3.3.1. Resistência à Compressão

A determinação experimental da tensão de rotura à compressão dos betões, f_{lc} , foi realizada segundo a NP EN 12390 (IPQ, 2009). Para tal, utilizou-se os provetes cúbicos, nos quais foi aplicada uma carga com velocidade constante de 13,5 kN/s, até se atingir a rotura. A prensa hidráulica utilizada tem capacidade de 3000 kN. Os provetes foram ensaiados apenas no dia de ensaio das peças. O valor médio da tensão de rotura à compressão, f_{lcm} , foi obtido através da média aritmética, dos quocientes entre a força de rotura e a área comprimida.

Na Tabela 4.5 são apresentadas as idades dos betões, nos dias de ensaio das peças, assim como os valores médios obtidos para as resistências.

Tabela 4.5. Resistência e massa volúmica dos betões

Peça	Classe do betão	Idade (dias)	f_{lcm} (MPa)	Massa volúmica (kg/dm ³)
P1	LC30	128	33,2	1,90
P2	LC30	113	35,3	1,91
P3	LC55	102	56,5	1,95
P4	LC55	89	55,8	1,95
P5	LC55	47	54,6	1,94

4.3.3.2. Massa Volúmica

A determinação experimental da massa volúmica dos betões foi realizada segundo a NP EN 12390. Para tal, efetuou-se a pesagem dos provetes cúbicos numa balança de precisão, e calculou-se, através da média aritmética, os quocientes entre a massa e o respetivo volume.

Na Tabela 4.5 são apresentadas as idades dos betões, nos dias de ensaio das peças, assim como os valores médios obtidos para as massas volúmicas.

4.4. Caracterização do Aço

Para a armadura longitudinal, bem como para a armadura transversal, utilizaram-se varões de aço da classe A500 NR. Este tipo de varão apresenta uma superfície nervurada e é produzido por laminagem a quente. Adotaram-se diâmetros que variam entre os 6 mm ($\emptyset 6$) e 16 mm ($\emptyset 16$).

Devido ao facto de o aço ter variações pouco significativas relativamente aos valores indicados pelo fabricante e pelos regulamentos, não foram realizados ensaios à tração para avaliar a resistência dos varões. Na Tabela 4.6 apresenta-se as propriedades do aço, segundo a NP EN 1992-1-1.

Tabela 4.6. Propriedades do aço A500 NR

Tipo de aço	f_{yk} (MPa)	f_{uk} (MPa)	ϵ_{uk} (%)
A500 NR	500	550	12

4.5. Produção das Peças

4.5.1. Instrumentação dos Varões de Aço

Com o objetivo de obter o máximo de dados durante os ensaios, foi concebido um plano de instrumentação durante o programa experimental. Na fase de fabrico das peças aplicaram-se extensómetros, nos varões longitudinais da viga, onde se pretendia obter os valores reais das extensões.

Nos varões superiores, aplicaram-se 3 extensómetros afastados entre si de 100 mm, estando o primeiro extensómetro junto à face do pilar. Nos varões inferiores o processo é análogo. Os extensómetros utilizados têm uma resistência de $120 \pm 0,3 \Omega$, um comprimento de 10 mm e foram fornecidos pela empresa TokyoSokkioKenkyujo, Ltd. Nas Figuras 4.11 e 4.12 apresenta-se o esquema da aplicação dos extensómetros.

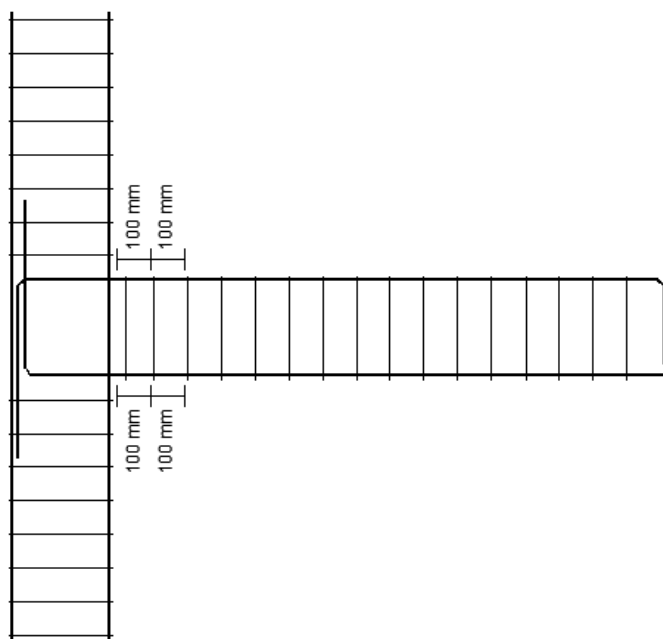


Figura 4.11. Corte longitudinal da aplicação dos extensómetros

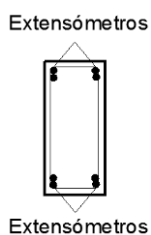


Figura 4.12. Corte transversal da aplicação dos extensómetros

Para realizar a colagem dos extensómetros foi necessário preparar uma superfície lisa visto os varões apresentarem uma superfície nervurada. Como tal, utilizou-se uma rebarbadora com disco de corte de metal para criar uma superfície lisa, mas sem fragilizar o varão na zona do extensómetro. De seguida, utilizou-se uma lixa para produzir um acabamento regular e com isto permitir uma boa colagem. Posteriormente, a superfície foi devidamente limpa e seca e só depois se procedeu à colagem dos extensómetros.



Figura 4.13. Colagem do extensómetro

Após colagem dos extensómetros, foi necessário soldar os fios e verificar através de um voltímetro se o processo de soldadura se realizou com sucesso. Devido ao facto de o aço ser um bom condutor elétrico, é necessário que os fios não fiquem em contacto com o varão, sendo por isso aplicada uma pequena tira plástica para proteção da zona da solda. Já na fase de ensaios das peças, estes fios são ligados ao *datalogger* que recebe a informação vinda dos extensómetros e a partir do qual são realizadas as leituras das extensões.

Ainda na fase de ligações foi necessário fazer uma boa amarração dos fios e proteger o conjunto para que durante a betonagem das peças nada fosse danificado ou desligado. Após executar as ligações é fundamental a aplicação de uma cola de modo a garantir que extensómetros, ligações por solda e fios permaneçam fixos aquando da betonagem das peças.

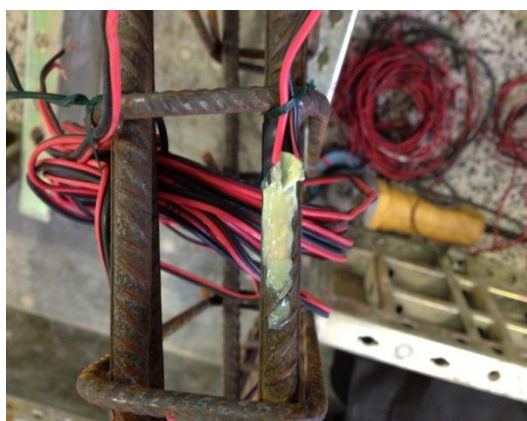


Figura 4.14. Execução de ligações e aplicação da cola

De seguida, aplicou-se um material com propriedade viscosa para proteger os extensómetros do betão. Esta interação direta entre os extensómetros e o betão poderia afetar o funcionamento dos extensómetros.



Figura 4.15. Aplicação da camada protetora

4.5.2. Execução das Peças

Para realizar o processo de produção das peças, começou-se por montar a cofragem metálica, constituída por placas independentes, até obter a configuração desejada. Devido ao facto das furações nas placas corresponderem a medidas *standard*, foi necessário a aplicação de tábuas em madeira, com 15 mm de espessura, para servir de enchimento e com isto atingir as dimensões pretendidas. As tábuas em madeira foram previamente revestidas com um material impermeável, para evitar a absorção da água da amassadura pelas mesmas. Seguidamente aplicou-se óleo descofrante em todo o molde e colocou-se a armadura com os respetivos espaçadores, para assim garantir-se o recobrimento pretendido.



Figura 4.16. Cofragem com a armadura

Posteriormente efetuou-se a amassadura, com as proporções indicadas para cada tipo de betão, utilizando uma misturadora de eixo vertical com capacidade de 80 l.



Figura 4.17. Execução da amassadura

De seguida executou-se a betonagem da peça, compactando o betão com recurso a um vibrador de agulha. As peças foram betonadas horizontalmente devido à impossibilidade de betonar verticalmente, como seria o mais correto.

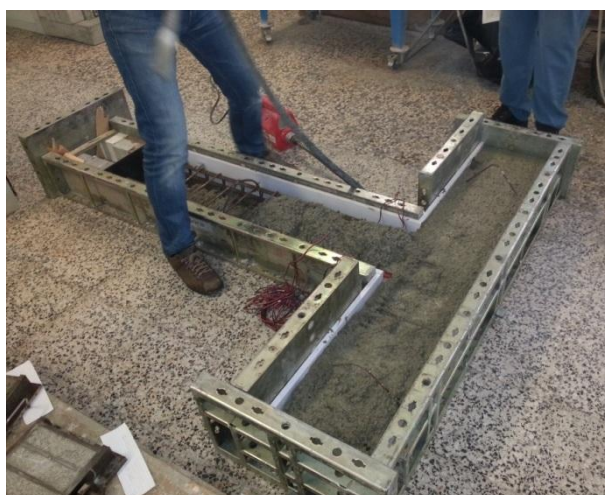


Figura 4.18. Betonagem e compactação

Como referido anteriormente, produziu-se uma peça em que o pilar sofreu um aumento de secção. Para tal, foi necessário a montagem de uma nova cofragem que permitisse a configuração desejada. Os processos de preparação da cofragem, colocação da armadura, execução da amassadura e da betonagem são em tudo idênticos aos que atrás já foram descritos.



Figura 4.19. Cofragem com a armadura

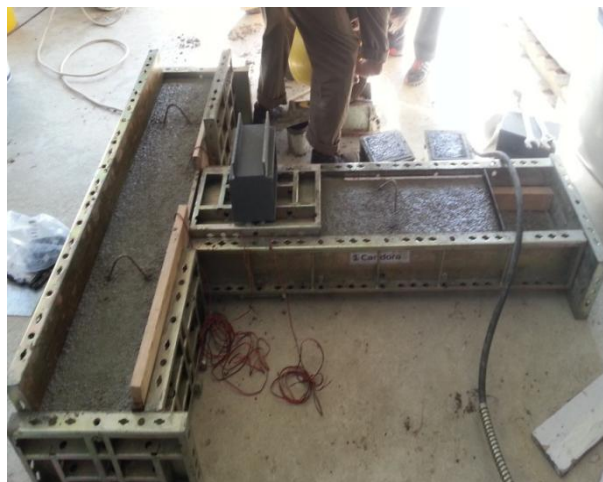


Figura 4.20. Betonagem concluída

4.6. Descrição dos Ensaios

4.6.1. Ensaios das Peças

O pórtico de reação utilizado para os ensaios é constituído por dois pilares metálicos e uma viga, formada por dois perfis metálicos, ligados por parafusos, com o objetivo de reduzir as deformações sofridas pelo pórtico na aplicação da carga durante os ensaios. Os perfis que compunham esta estrutura eram do tipo HE-B 300.

Cada peça a ensaiar foi colocada sobre um apoio cilíndrico, com capacidade de rotação, posicionado no eixo do pilar. Este apoio cobre toda a largura do pilar e transmite a reação à laje de reação, em betão armado. Na parte superior do pilar, foi colocado uma viga metálica, aparafusada a uma chapa, para aumentar a segurança durante a realização dos ensaios. Estas peças metálicas impediram que a peça de betão instabilizasse lateralmente, evitando assim a sua queda e eventuais danos materiais e humanos.

O carregamento consistiu na aplicação de uma força vertical concentrada, situada na extremidade da viga. Acoplado ao atuador havia um apoio semicilíndrico, que cobriu toda a largura da viga e permitiu a rotação no ponto da carga.

A força foi transmitida através de um atuador hidráulico, fixo ao pórtico de ensaio, com capacidade máxima de 300 kN. Este atuador possui um transdutor interno de deslocamento e uma célula de carga, como parâmetros de medição e controlo. A aplicação da ação é controlada por *software*, instalado em computador, podendo ser definidas, entre outras variáveis, o tipo e a velocidade de aplicação da carga. A aplicação da ação pode ser efetuada por controlo de força ou de deslocamento, tendo-se optado neste trabalho experimental por controlo de deslocamento, com uma velocidade de 0,01 mm/s.

Na Figura 4.21 apresenta-se, em esquema, a constituição do pórtico, a peça a ensaiar e os instrumentos de medição. Na Figura 4.22 apresenta-se a peça preparada para o ensaio, juntamente com os equipamentos de instrumentação.

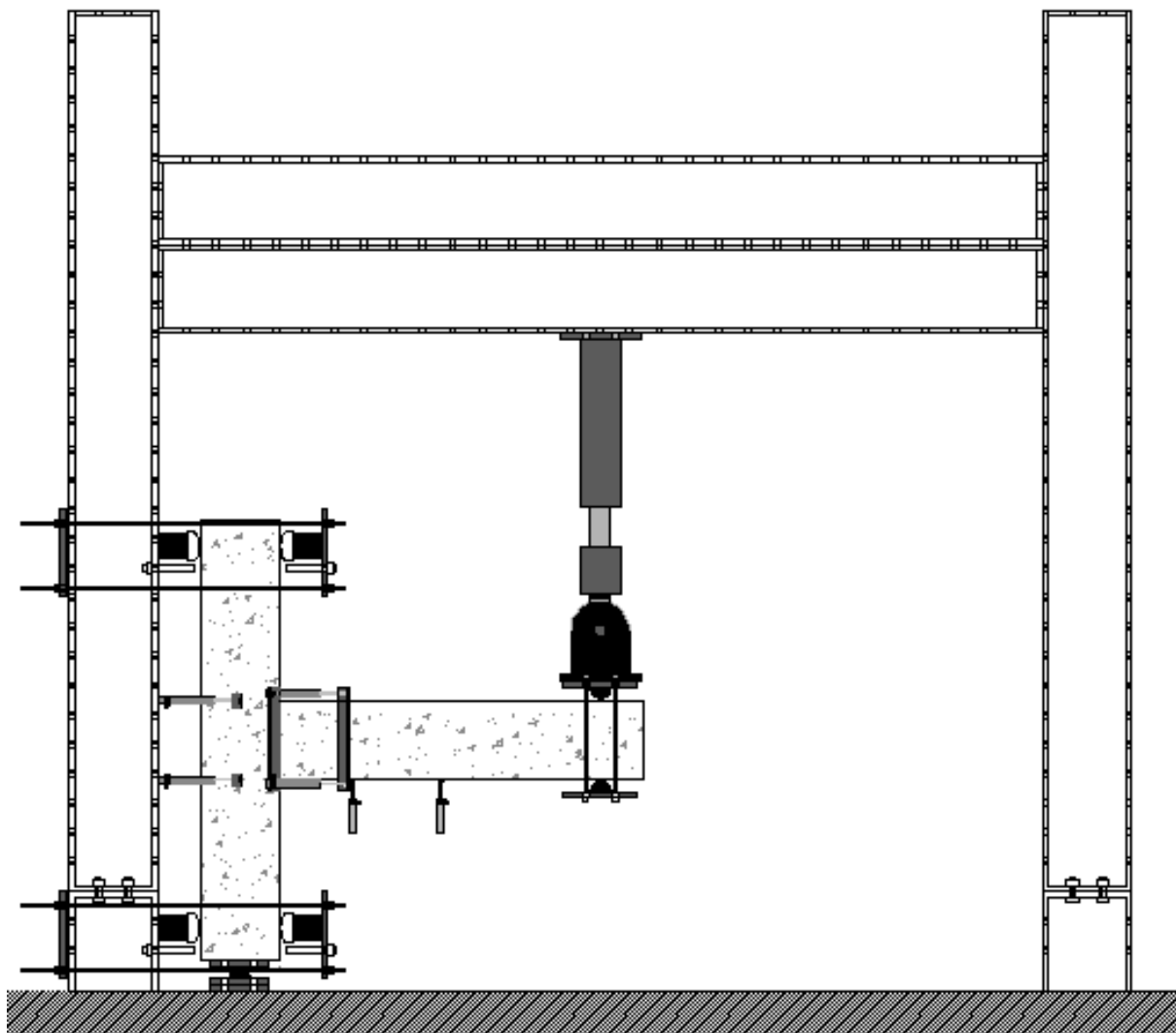


Figura 4.21. Esquema do pórtico e equipamentos de ensaio



Figura 4.22. Peça para ensaio

4.6.2. Instrumentação Exterior

Colocou-se junto à base e ao topo do pilar, células de carga com capacidades de 200 kN e 300 kN com a finalidade de medir as reações nos apoios. Como referido anteriormente, o atuador utilizado possuía um transdutor interno de deslocamento e uma célula de carga, permitindo a medição, em cada instante, da força aplicada e do deslocamento vertical nessa secção. Na Figura 4.23 apresentam-se as células de carga aplicadas no topo do pilar.



Figura 4.23. Células de carga de 300 kN e 200 kN

Para medir os deslocamentos verticais foram colocados 2 transdutores de deslocamento (LVDTs), com cursos máximos de 25 mm e 100 mm, ambos fixos através de bases magnéticas. Para medir os deslocamentos horizontais foram colocados 4 transdutores de deslocamento (LVDTs), com curso máximo de 50 mm, em que (i) 2 são fixos através de um sistema de abraçadeiras metálicas ligadas a uma das cantoneiras, sendo na outra colados anéis metálicos, que permitiam o encaixe das ponteiros dos transdutores de deslocamento sem restringir a sua capacidade de rotação e (ii) os outros 2 são fixos através de bases magnéticas.

Com os primeiros 2 LVDTs horizontais pretendeu-se medir a curvatura média na região crítica das vigas, zona de momentos máximos. A distância horizontal entre os pontos de medição do alongamento e encurtamento é igual à altura da viga, valor normalmente considerado para o comprimento das rótulas plásticas.

Os outros 2 LVDTs horizontais foram colocados na zona da ligação, com o objetivo de medir a rotação do nó.

Na Figura 4.24 encontram-se os transdutores de deslocamento e os seus sistemas de fixação.



Figura 4.24. LVDTs

Na Figura 4.25 encontram-se, esquematicamente, os pontos de aplicação dos transdutores de deslocamento vertical e horizontal, assim como os pontos de aplicação das células de carga e do atuador.

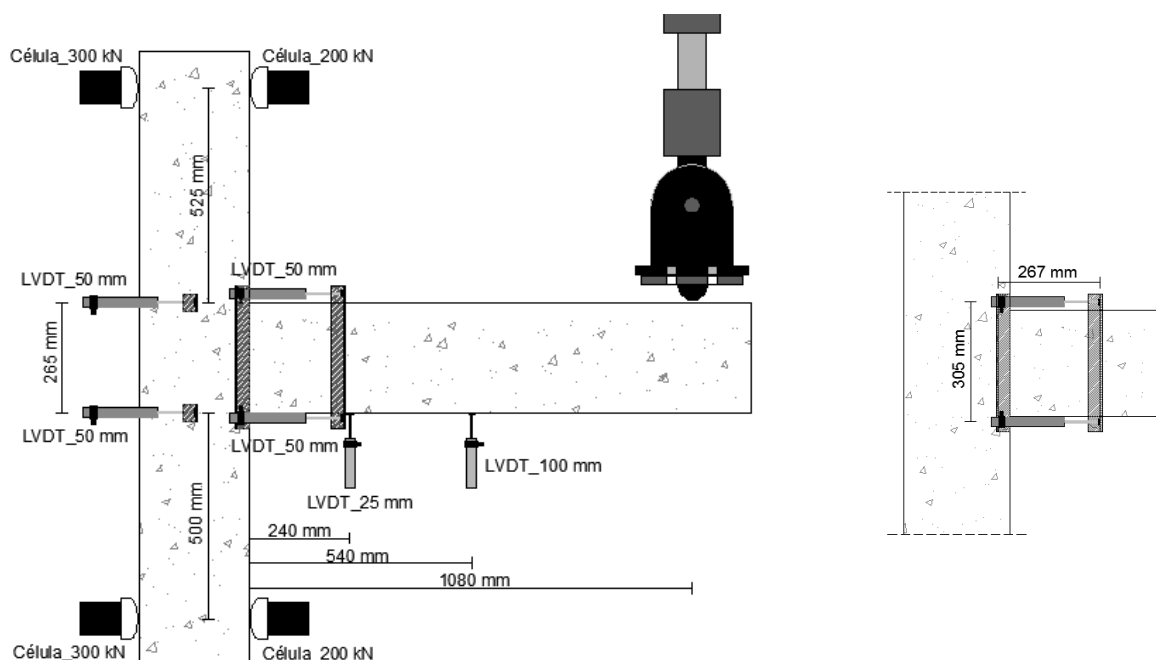


Figura 4.25. Pontos de aplicação dos LVDTs, células de carga e atuador

4.6.3. Aquisição de Dados

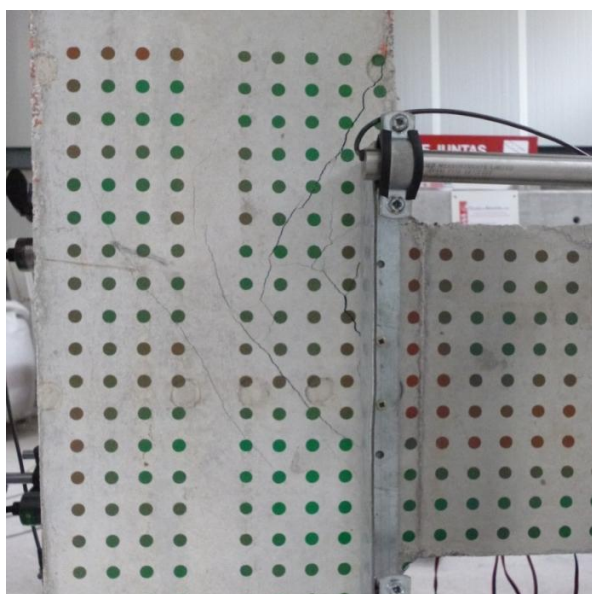
Para realizar a leitura de todos os dados ao longo do ensaio experimental utilizou-se um *software* informático, denominado *Dynatester*. Este programa permite não só controlar toda a aquisição de dados, mas também efetuar o controlo da aplicação de carga. A frequência de aquisição de dados foi de uma leitura por segundo, o que permitiu um acompanhamento detalhado da evolução das diversas grandezas ao longo do ensaio. Neste sistema recolheu-se a informação proveniente dos LVDTs e das células de carga. A leitura dos extensómetros aplicados nos varões de aço foi realizada através de um *datalogger* da marca TokyoSokkioKenkyujo, Ltd.

Capítulo 5 – Análise de Resultados

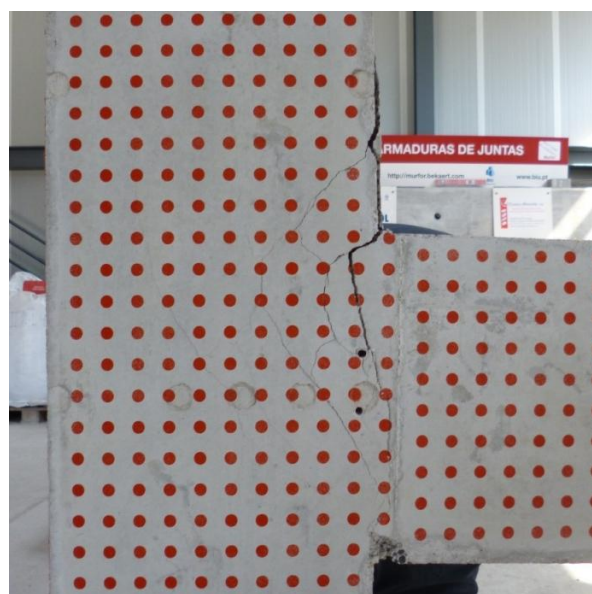
Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Estes resultados foram devidamente analisados e processados para facilitar a interpretação do comportamento estrutural das peças ensaiadas.

5.1. Padrão de Fendilhação na Ligação

Nas Figuras 5.1 a 5.3 apresenta-se o padrão de fendilhação, presente nas peças, no final dos ensaios. A análise da fendilhação pode indicar alguns aspetos relevantes sobre o comportamento dos elementos estruturais.



a)



b)

Figura 5.1. Fendilhação do nó, a) da peça P1 e b) da peça P2



a)

b)

Figura 5.2. Fendilhação do nó, a) da peça P3 e b) da peça P4



a)

b)

Figura 5.3. Fendilhação da peça P5, a) do nó e b) da viga

De um modo geral, a fendilhação diagonal teve origem na região central da ligação, desenvolvendo-se posteriormente para os bordos da mesma. Verifica-se a formação da biela de betão comprimida, integrante do mecanismo de resistência da ligação à força transversal, através do desenvolvimento de fissuras segundo a diagonal da ligação. As bielas de betão, definidas entre as fendas diagonais, permitem a transmissão de tensões de compressão diagonais.

Relativamente à expansão lateral deve-se ter em conta que, sendo esta resultante da fragmentação interna do betão, relaciona-se diretamente com a resistência do betão à compressão, f_c , e é dependente dos valores e modo de aplicação dos esforços atuantes nas faces da ligação viga-pilar.

As peças P1 e P5 exibiram um padrão de fendilhação na ligação viga-pilar um pouco diferente, sendo nestas peças bem visível a formação da biela de betão comprimida segundo a diagonal da ligação. Esta situação verifica-se devido à presença de fendas diagonais no betão perpendiculares à força de tração proveniente da armadura superior da viga.

A mudança de direção dos esforços internos longitudinais provoca tensões de tração elevadas na direção da diagonal, originando consequentemente a fendilhação diagonal.

Nas peças P1 e P5 detetou-se na zona tracionada da viga, ou seja, na zona superior da mesma, fendas espaçadas com alguma regularidade. Também se verificou na zona comprimida do troço em flexão que pode ocorrer o destacamento do betão. No entanto, nas peças P2, P3 e P4 este padrão de fendilhação não ocorreu.

Entre as peças P1 e P2, o aumento da taxa de armadura provoca um padrão de fendilhação muito aquém do esperado, podendo ser justificado pela deficiente pormenorização da amarração das armaduras (Figura 5.4a). Entre P3 e P4 o aumento da taxa de armadura, acrescido da deficiente pormenorização da amarração (Figura 5.4a), origina o elevado desenvolvimento de fendas na face interior do pilar e consequentemente, o destacamento da espessura de recobrimento nessa mesma face. Relativamente ao aumento da resistência do betão, entre P1 e P3, provoca uma redução da fendilhação, designadamente na zona do nó. Contudo, entre P2 e P4, o acréscimo de resistência do betão origina uma diminuição da expansão lateral, o que pode ser justificado pela melhoria das propriedades do betão.

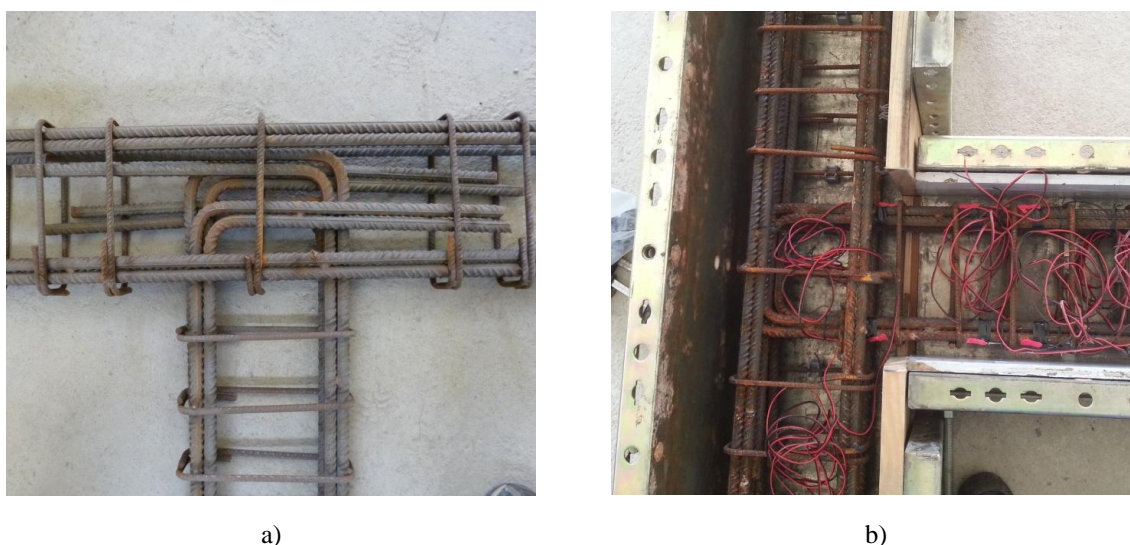


Figura 5.4. Pormenorização da armadura Ø16, a) das peças P2 e P4 e b) da peça P5

A fendilhação excessiva, na ligação viga-pilar, pode ser minimizada adotando-se uma correta pormenorização das armaduras de amarração, nomeadamente, a distância a que se situa o gancho em relação à face interior do pilar. Somente na peça P5 é possível aplicar esta pormenorização, uma vez que, o aumento da secção do pilar permitiu um reajustamento das armaduras provenientes da viga, obtendo desta forma o máximo afastamento possível entre o gancho e a face interna do pilar. Na Figura 5.4b) apresenta-se a correta pormenorização da armadura na zona do núcleo da ligação viga-pilar.

5.2. Equilíbrio do Nó

Para que a ligação viga-pilar se encontre em equilíbrio, os momentos fletores atuantes nas faces adjacentes ao nó, ligação ao pilar e à viga, terão que se autoequilibrar, como representado esquematicamente na Figura 5.5.

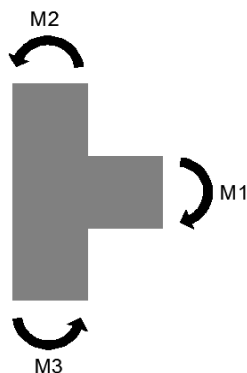


Figura 5.5. Momentos fletores na ligação viga-pilar

Nas Figuras 5.6 a 5.8 apresenta-se a relação entre os momentos fletores atuantes nas faces adjacentes ao nó, ligação ao pilar e à viga, obtidos experimentalmente. Os valores do momento atuante na secção de ligação à viga foram obtidos através das leituras do atuador e os valores dos momentos atuantes na secção de ligação ao pilar foram obtidos através das leituras das células de carga.

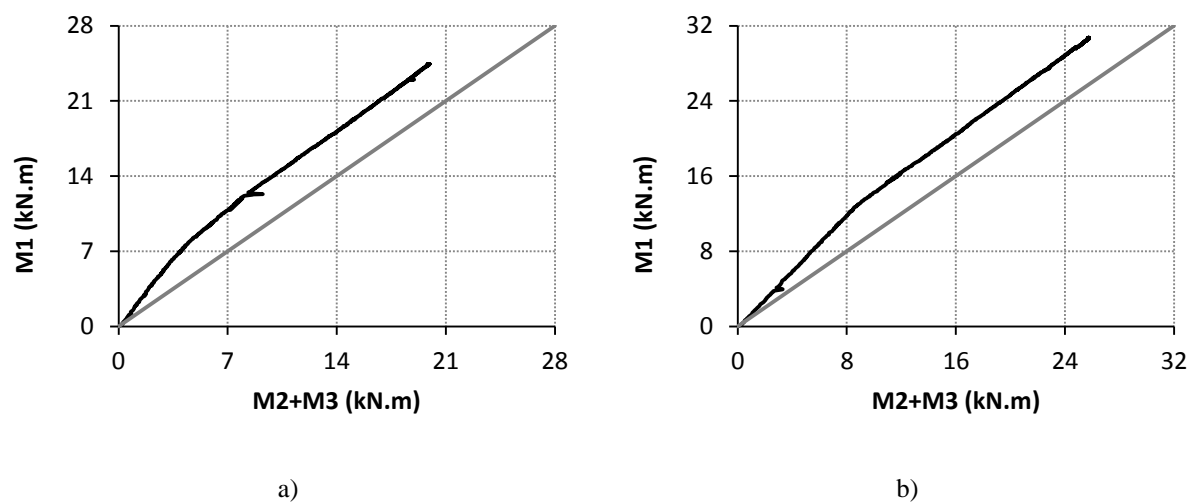


Figura 5.6. Relação entre os momentos fletores no nó, a) da peça P1 e b) da peça P2

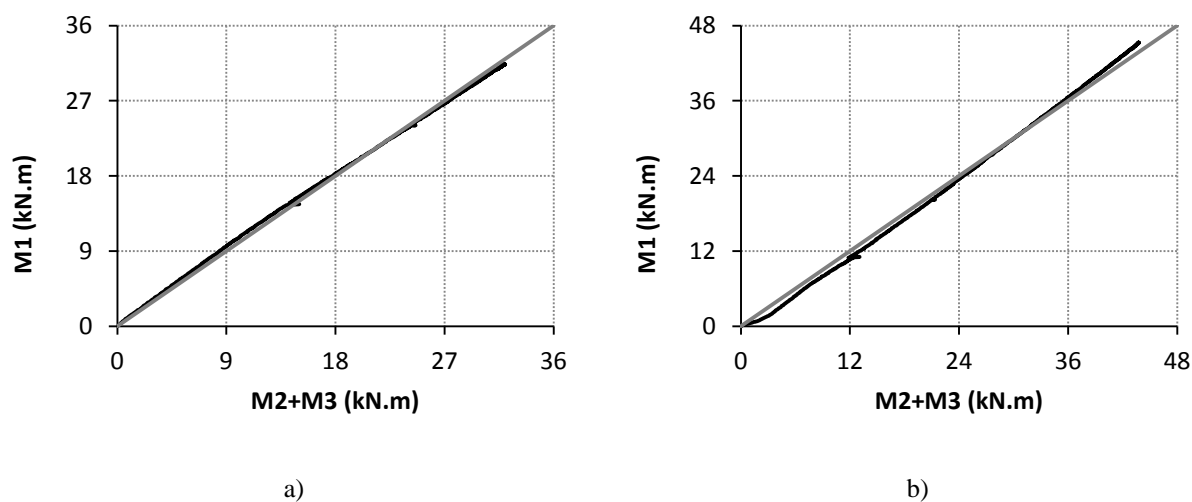


Figura 5.7. Relação entre os momentos fletores no nó, a) da peça P3 e b) da peça P4

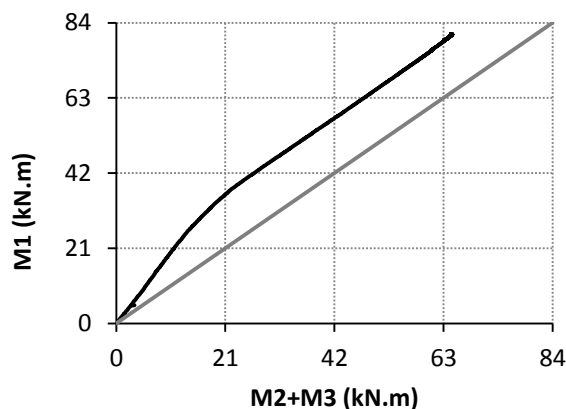


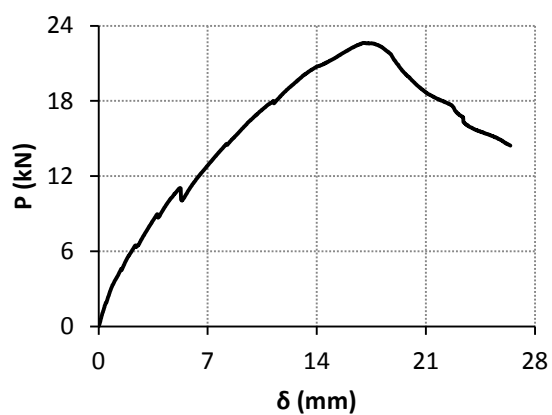
Figura 5.8. Relação entre os momentos fletores no nó da peça P5

De um modo geral, os momentos fletores atuantes no nó autoequilibram-se. Nas peças P1 e P2 existe um ligeiro afastamento da relação entre momentos igual à unidade. Nas peças P3 e P4 a relação entre momentos é praticamente igual à unidade. Na peça P5 surge um afastamento considerável da relação entre momentos igual à unidade, que se pode justificar pela diferença de secções entre os elementos estruturais. Isto é, a viga ao possuir uma secção de dimensões menores relativamente ao pilar, origina a que os esforços nesse elemento sejam mais elevados. Todavia, em qualquer situação o equilíbrio do nó tem que se verificar.

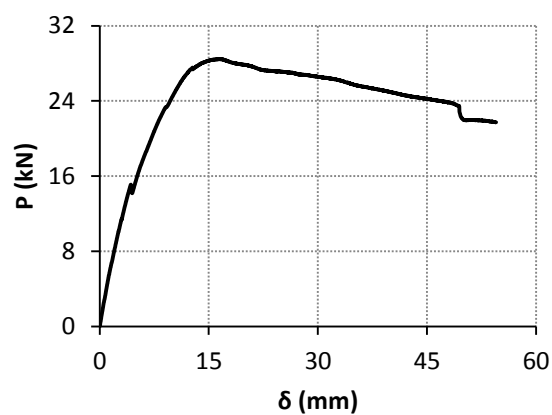
Outra razão plausível para os desvios verificados no equilíbrio de momentos é o ligeiro deslocamento das células de carga ao longo do ensaio, afetando assim o braço das forças e consequentemente o valor dos momentos.

5.3. Relação Carga-Deslocamento

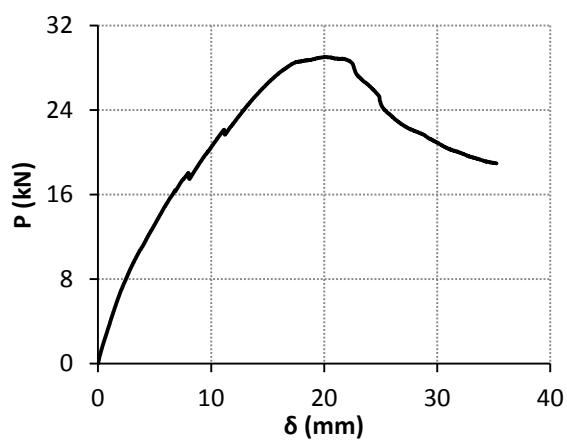
Nas Figuras 5.9 a 5.11 apresenta-se a relação entre a carga aplicada e o deslocamento na secção onde é imposta a carga. Os valores da carga aplicada e do deslocamento foram obtidos através das leituras do atuador.



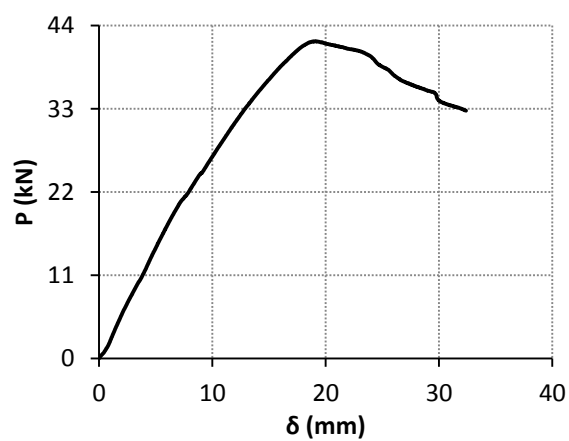
a)



b)

Figura 5.9. Diagrama carga-deslocamento, a) da peça P1 e b) da peça P2

a)



b)

Figura 5.10. Diagrama carga-deslocamento, a) da peça P3 e b) da peça P4

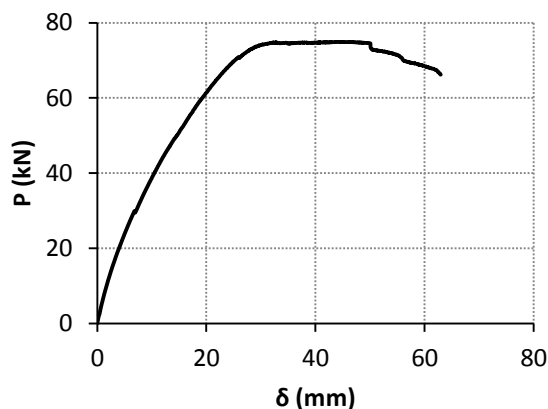


Figura 5.11. Diagrama carga-deslocamento da peça P5

A rotura das peças ensaiadas ocorre no instante a partir do qual não é possível desenvolver ou manter os esforços resistentes na viga, registando-se assim uma diminuição nos valores da carga aplicada.

De um modo geral, os diagramas podem ser divididos em duas fases distintas. Uma primeira fase onde se verifica um aumento progressivo da deformação com a força aplicada e uma segunda fase onde se verifica grandes deformações para pequenos incrementos de força, ou seja, patamar das deformações plásticas. A elevada capacidade de deformação na fase pós-pico demonstra que em todas as peças ocorreu uma rotura do tipo dúctil mas com perda significativa da capacidade resistente. Como esperado, nas peças com menor taxa de armadura, P1 e P3, ocorreu uma rotura mais dúctil quando comparada com a rotura das peças com maior taxa de armadura, P2, P4 e P5.

Entre as peças P1 e P2 o acréscimo da taxa de armadura aumentou a capacidade de deformação da peça, contudo, entre P3 e P4 não se verificou a mesma tendência. Entre as peças P1 e P2, e P3 e P4, o aumento da taxa de armadura originou, também, um aumento no valor da carga aplicada, para deslocamentos de igual valor. O acréscimo da resistência do betão, entre as peças P1 e P3, e P2 e P4, também se refletiu num aumento do valor da carga suportada.

Na peça P5, a alteração das dimensões da secção do pilar originou um aumento considerável da capacidade de deformação e da carga suportada, comparativamente à peça P4, de igual taxa de armadura e resistência do betão.

5.4. Rotação do Nó

Na Figura 5.12a) representa-se, esquematicamente, uma ligação viga-pilar de extremidade sob ação de uma carga pontual P . Na Figura 5.12b) apresenta-se a deformação dos elementos estruturais, viga e pilar, obtida através do programa de cálculo.

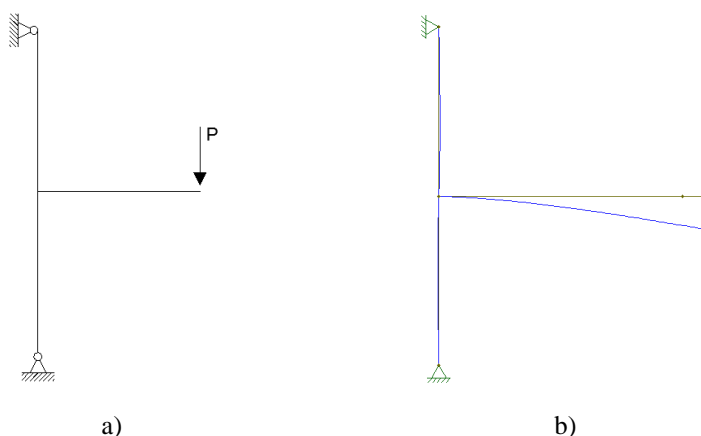


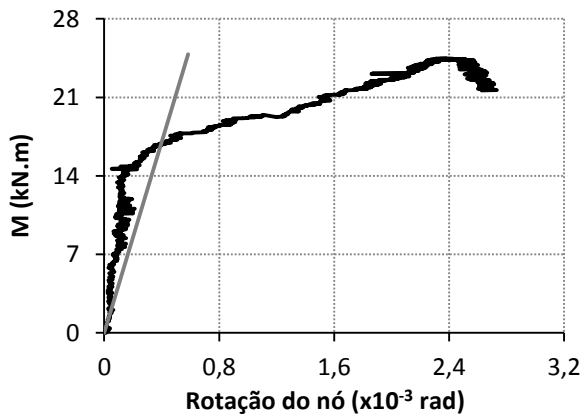
Figura 5.12. Ligação viga-pilar de extremidade, a) submetida a carga pontual e b) deformada dos elementos

Nas Figuras 5.13 a 5.15 apresenta-se a relação entre o momento e a rotação do nó. Os valores do momento foram obtidos através das leituras do atuador e os valores da rotação do nó foram obtidos através das leituras dos transdutores de deslocamento horizontais.

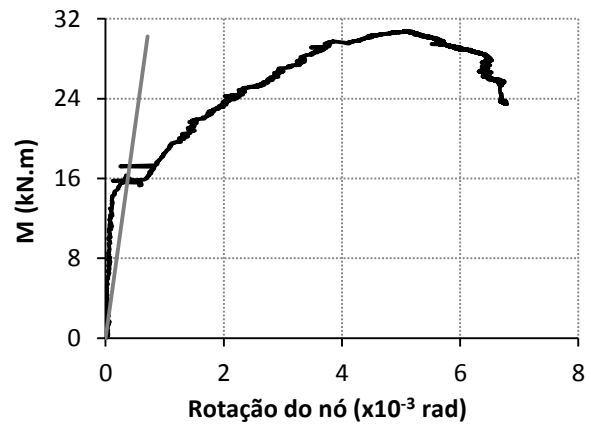
A rotação linear elástica é determinada com recurso ao programa, *Ftool*, aplicando unicamente as propriedades do betão e as dimensões da viga e pilar. Os valores da rotação linear elástica na ligação viga-pilar, correspondente à carga máxima aplicada em cada peça, são apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Rotação linear elástica do nó

Peça	$P_{\text{máx}}$ (kN)	Rotação ($\times 10^{-3}$ rad)
P1	23	0,584
P2	28	0,711
P3	29	0,622
P4	42	0,900
P5	75	0,877

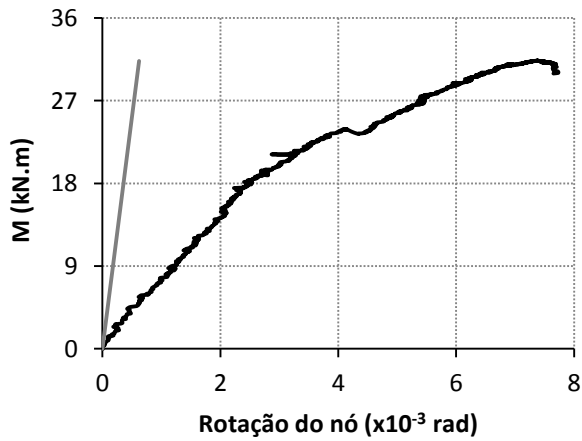


a)

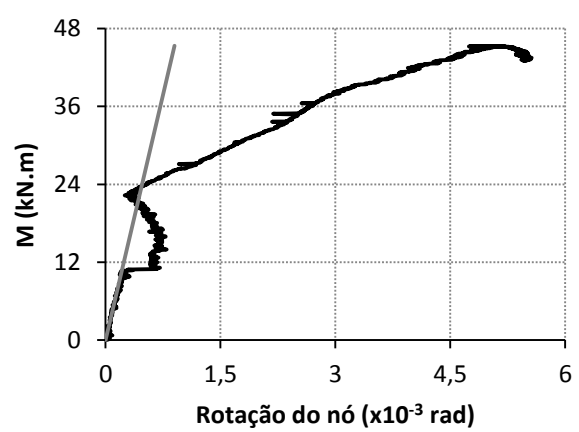


b)

Figura 5.13. Rotação do nó, a) da peça P1 e b) da peça P2



a)



b)

Figura 5.14. Rotação do nó, a) da peça P3 e b) da peça P4

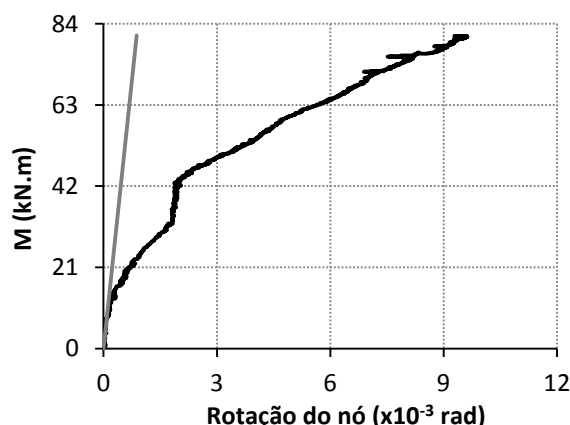


Figura 5.15. Rotação do nó da peça P5

Nas peças P1 e P2 a fendilhação do nó inicia-se quando é atingido, aproximadamente, o valor de 15 kN.m para o momento fletor. A fendilhação do nó em P3 ocorre praticamente no início do carregamento. Para P4 e P5 a fendilhação do nó inicia-se quando é atingido, aproximadamente, o valor de momento fletor de 23 kN.m e 42 kN.m, respetivamente.

De uma forma geral, os valores experimentais para a rotação são bastante superiores aos valores teóricos. Contudo, para as peças P1 e P2, antes de ocorrer fendilhação no nó, os valores experimentais são significativamente inferiores aos valores previstos. Verifica-se ainda, em P4, para o valor de momento fletor igual a 10 kN.m um ajuste do elemento em betão à estrutura de reação.

Entre as peças P1 e P2, o aumento da taxa de armadura, provoca um acréscimo nos valores da rotação do nó, todavia, este aumento de rotação surge devido à fendilhação excessiva do nó (Figura 5.16). O aumento da taxa de armadura, entre P3 e P4, origina uma diminuição nos valores da rotação. Esta redução ocorre, uma vez que, com o aumento da taxa de armadura de tração aumenta a rigidez do elemento e diminui a progressão das fendas, provocando uma redução da deformação do elemento viga-pilar para cargas similares. Relativamente ao aumento da resistência do betão, entre P1 e P3, verifica-se um aumento para os valores da rotação, porém, entre P2 e P4 ocorre uma ligeira diminuição. Não sendo, portanto, evidente e conclusivo o efeito da variação da resistência do betão na rotação do nó.

Na peça P5, a modificação das dimensões da secção do pilar originou uma maior capacidade de rotação do nó quando comparada com P4, de igual taxa de armadura e resistência de betão.



Figura 5.16. Deformada e fendilhação do nó da peça P2

5.5. Deformada da Peça

Como já referido, na Figura 5.12a) representa-se, esquematicamente, uma ligação viga-pilar de extremidade sob ação de uma carga pontual P . Na Figura 5.12b) apresenta-se a deformação dos elementos estruturais, viga e pilar, admitindo uma análise linear elástica. O módulo de elasticidade utilizado nos cálculos foi determinado segundo as Expressões 2.3 e 2.4 do Capítulo 2.1.2.4, e os seus valores são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Módulo de elasticidade

Peça	f_{cm} (MPa)	η_E	E_{lem} (GPa)
P1 e P2	38	0,8264	27
P3, P4 e P5	63		32

Os valores da deformação linear elástica na extremidade da viga, relativos à carga máxima aplicada em cada peça, são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Flecha na extremidade da viga, prevista segundo análise linear elástica e obtida experimentalmente

Peça	$P_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{teórica}}$ (mm)	δ_{real} (mm)
P1	23	2,5	17,0
P2	28	3,0	16,6
P3	29	2,6	20,1
P4	42	3,8	19,1
P5	75	6,0	45,1

Nas Figuras 5.17 a 5.19 apresenta-se a deformada da viga em toda a sua extensão. Os valores dos deslocamentos foram obtidos através das leituras do atuador e dos transdutores de deslocamento verticais. Os níveis de carga, apresentados para cada diagrama, correspondem a 25%, 50%, 75% e 100% do valor máximo da carga aplicada e 85% pós-pico do valor máximo da carga aplicada em cada ensaio.

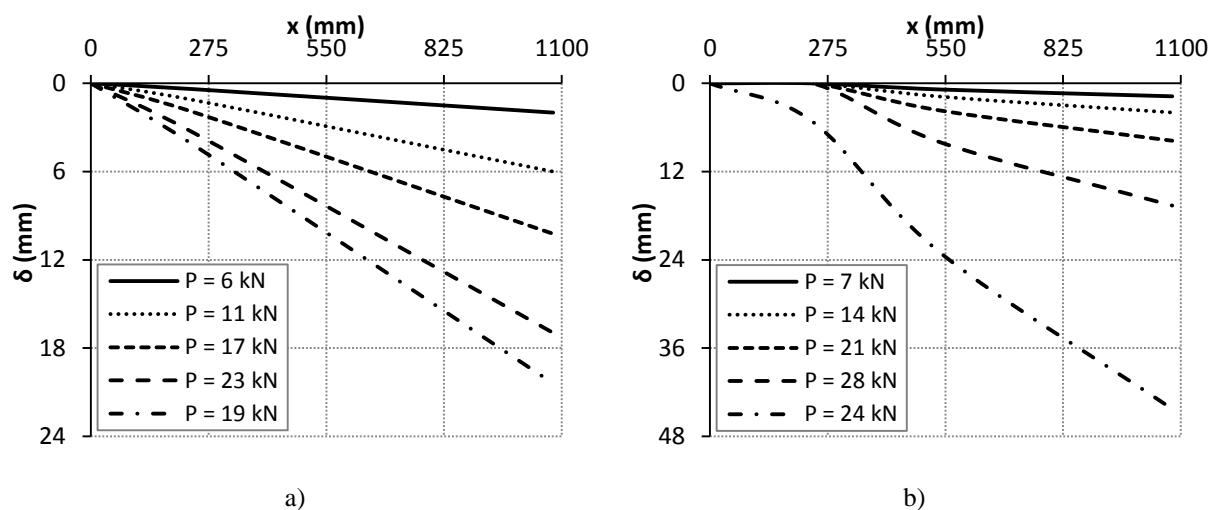


Figura 5.17. Deformada da viga, a) da peça P1 e b) da peça P2

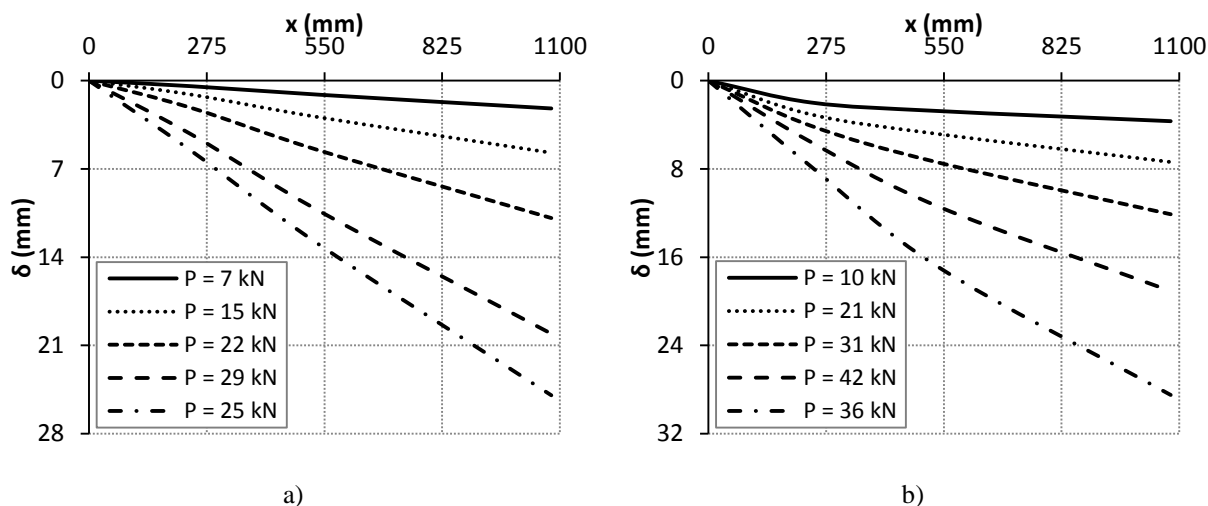


Figura 5.18. Deformada da viga, a) da peça P3 e b) da peça P4

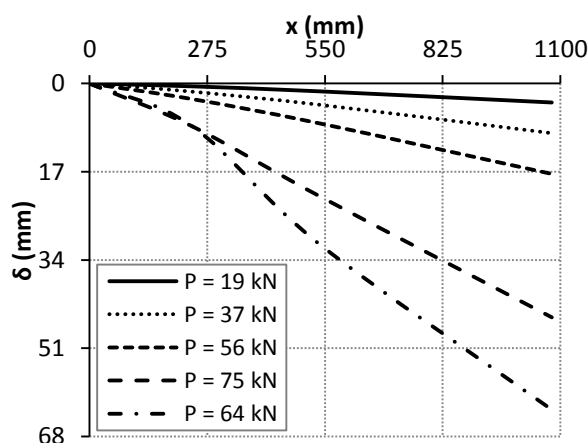


Figura 5.19. Deformada da viga da peça P5

A ligação da viga ao pilar não é totalmente encastrada, uma vez que ocorre a rotação do nó. A deformada das peças P1, P3 e P4 reflete claramente a existência da rotação do nó.

A variação da taxa de armadura e da resistência do betão, entre as peças P1 e P2, e P3 e P4, não provocou uma alteração significativa na deformada da viga. Relativamente ao último nível de carga da peça P2, a fendilhação excessiva originou um aumento nos valores da flecha devido à rotação do nó.

O aumento da secção do pilar entre as peças P4 e P5 provocou um acréscimo considerável nos valores do deslocamento vertical. O aumento do volume de betão no nó originou uma ligação com maior rigidez entre a viga e o pilar e consequentemente uma diminuição na rotação do nó. Contudo, nos dois últimos níveis de carga também se registou uma rotação elevada.

Os valores experimentais para a flecha na extremidade da viga, em todas as peças, são, como seria de esperar, bastante superiores aos estimados pela análise linear elástica. Esta diferença é

justificada pela fendilhação das peças, nomeadamente, na zona da ligação viga-pilar, originando desta forma uma elevada rotação do nó.

5.6. Relação Momento-Curvatura

Nas Figuras 5.20 a 5.22 apresenta-se a relação entre o momento fletor atuante e a curvatura na viga na zona adjacente ao pilar. Utilizaram-se três métodos de análise da curvatura para cada peça.

No *Método 1*, os valores da curvatura foram obtidos através da leitura dos transdutores de deslocamento horizontais. As extensões determinadas correspondem aos valores médios da leitura dos LVDTs.

No *Método 2*, os valores da curvatura foram obtidos através da leitura dos extensómetros nas armaduras. As extensões determinadas correspondem aos valores médios da leitura dos extensómetros superiores e inferiores.

No *Método 3 (Secção crítica)*, os valores da curvatura foram obtidos através da leitura dos extensómetros nas armaduras. As extensões determinadas correspondem à leitura dos extensómetros, superior e inferior, localizados na secção crítica da viga, adjacente ao nó.

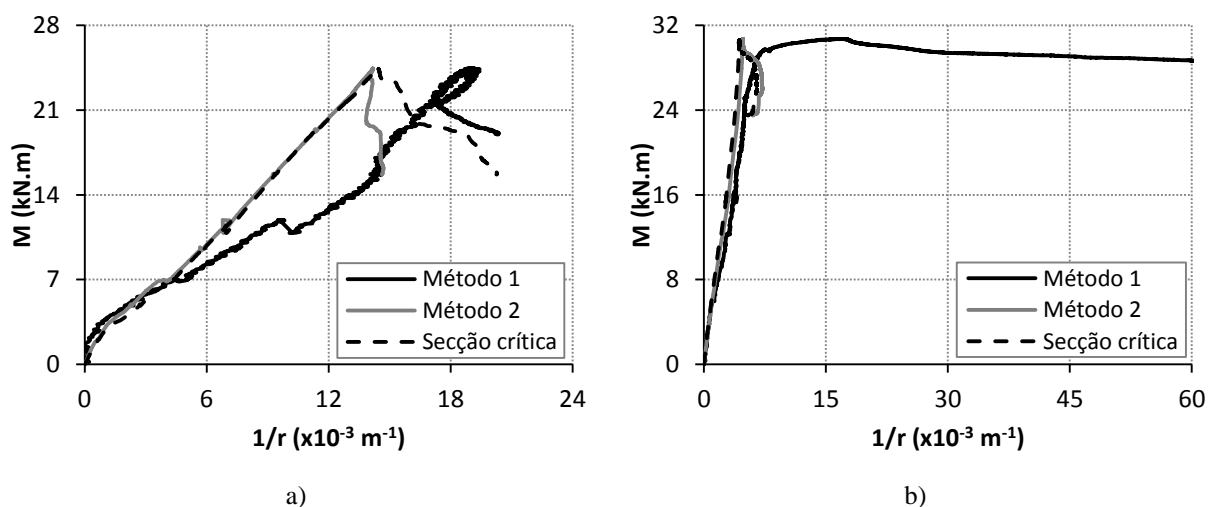


Figura 5.20. Diagrama momento-curvatura, a) da peça P1 e b) da peça P2

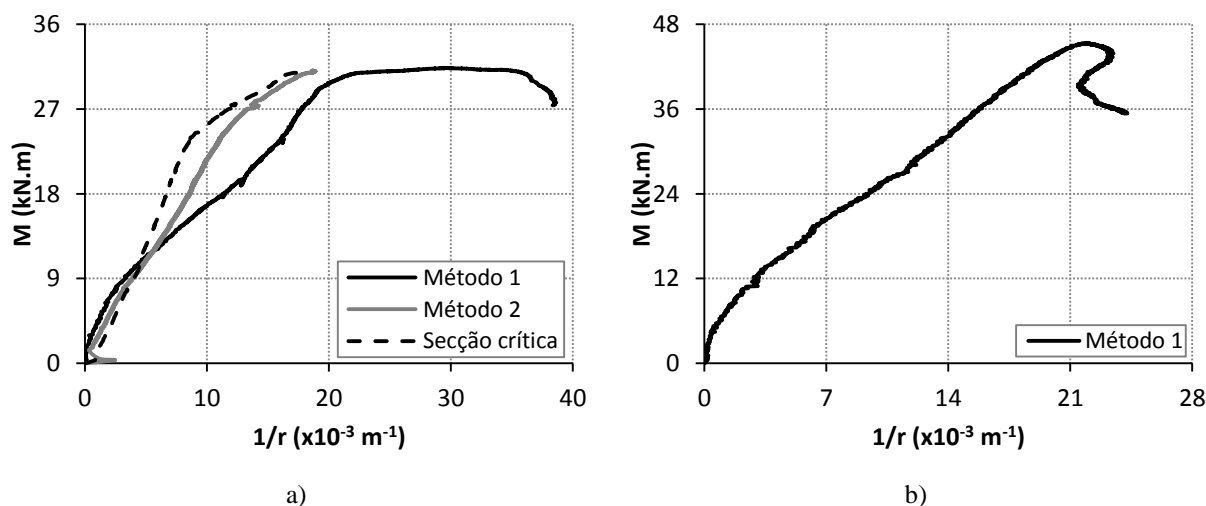


Figura 5.21. Diagrama momento-curvatura, a) da peça P3 e b) da peça P4

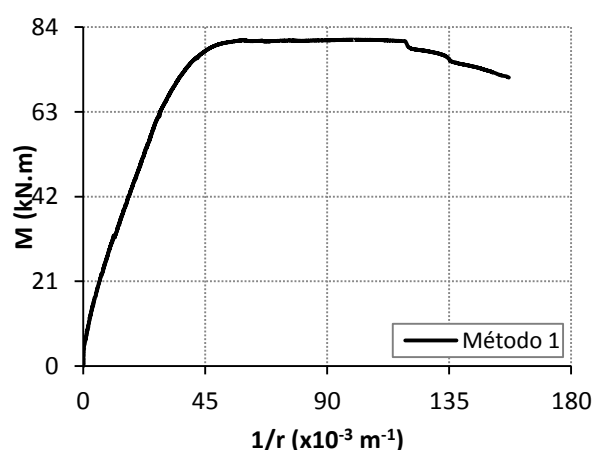


Figura 5.22. Diagrama momento-curvatura da peça P5

O aumento da taxa de armadura entre as peças P1 e P2, e P3 e P4, provoca uma maior capacidade de carga, originando momentos fletores de valores mais elevados. Também, entre P1 e P2, e P3 e P4, o acréscimo da taxa de armadura provoca uma redução nos valores da curvatura na viga na zona adjacente ao pilar. Esta diminuição ocorre, dado que, com o aumento da taxa de armadura de tração aumenta a rigidez do elemento estrutural e diminui o desenvolvimento das fendas, originando assim uma redução da deformação da viga para cargas similares. O aumento da resistência do betão, entre as peças P1 e P3, não produz alterações significativas nos valores da curvatura, contudo, entre P2 e P4 nada se pode concluir, uma vez que, os valores elevados obtidos pelo *Método 1* na peça P2 são provocados pela fendilhação excessiva do nó.

O aumento da secção do pilar, entre as peças P4 e P5, originou uma maior capacidade de carga, provocando assim momentos fletores de valores mais elevados na viga. Este aumento da capacidade de carga também se refletiu num aumento da curvatura máxima.

Note-se que a curvatura da viga, na zona adjacente ao pilar, é mais elevada nas secções fendilhadas relativamente às secções não fendilhadas, visto que, secções entre fendas têm uma menor curvatura.

Os valores da curvatura, para a peça P2, na zona adjacente ao nó determinados através das leituras dos extensómetros (*Método 2* e *Método 3*) estarão eventualmente mais corretos quando comparados com as leituras obtidas através dos LVDTs (*Método 1*). A fendilhação na ligação viga-pilar provoca deslocamentos excessivos no elemento estrutural e consequentemente leituras pouco coerentes nos LVDTs.

Na peça P4 os valores da curvatura foram determinados unicamente através das leituras obtidas pelos LVDTs (*Método 1*), uma vez que, não foi possível registar as leituras dos extensómetros.

No gráfico da peça P5, excluiu-se os valores da curvatura determinados segundo o *Método 2* e *Método 3*. Esta decisão teve por base o facto de os valores determinados exibirem pouca coerência, o que pode ser justificado por um eventual dano nos extensómetros e consequente perda de ligação ao *datalogger*.

Relativamente aos métodos adotados, os valores para a curvatura determinados segundo o *Método 3* deveriam ser os mais elevados, dado que, representam a curvatura na secção crítica do elemento enquanto os restantes métodos representam curvaturas médias numa dada região.

Na interpretação destes resultados deve ter-se presente que podem existir alguns desvios provenientes das leituras dos instrumentos utilizados, nomeadamente, leituras dos extensómetros e dos LVDTs, devido à forte fendilhação observada na ligação viga-pilar.

5.7. Evolução das Extensões na Altura da Secção na Zona Adjacente ao Nó

5.7.1. Leituras Obtidas dos Extensómetros

Nas Figuras 5.23 a 5.24 apresenta-se as extensões médias registadas, num comprimento de 200 mm na zona adjacente ao nó, relativamente à zona delimitada pelos extensómetros superiores e inferiores da armadura.

Os níveis de carga, apresentados para cada diagrama, correspondem a 25%, 50%, 75% e 100% do valor máximo da carga aplicada e 85% pós-pico do valor máximo da carga aplicada em cada ensaio.

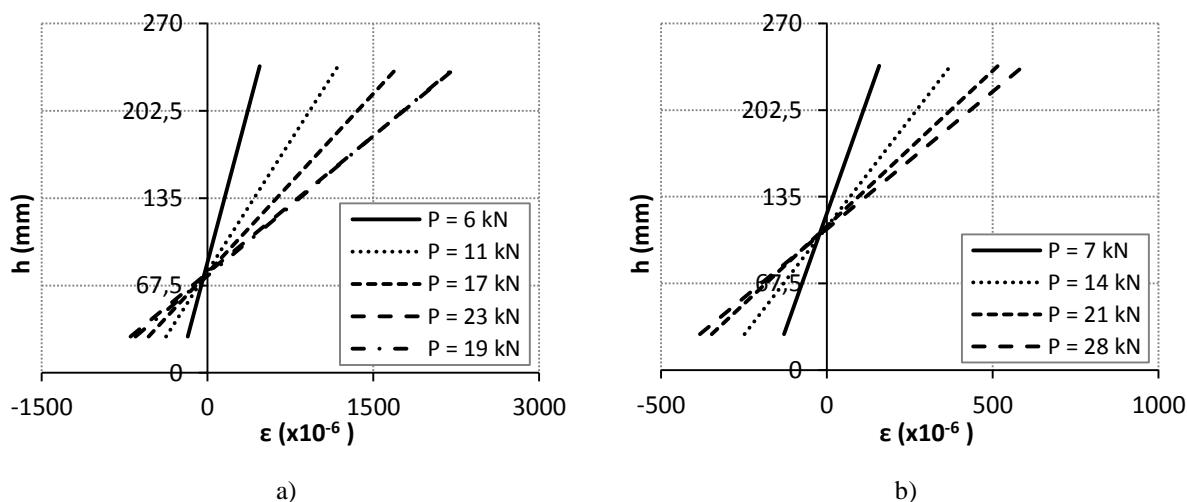


Figura 5.23. Extensões na zona adjacente ao nó, a) da peça P1 e b) da peça P2

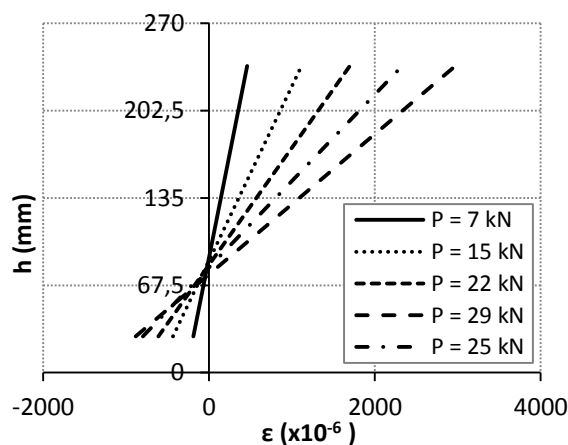


Figura 5.24. Extensões na zona adjacente ao nó da peça P3

O aumento da taxa de armadura, com a consequente diminuição de ductilidade, entre as peças P1 e P2, provoca uma redução nos valores das extensões de tração. O aumento da resistência do betão, entre P1 e P3, origina um aumento significativo nos valores das extensões de compressão, sendo justificado pelo acréscimo da capacidade resistente à compressão.

Os valores das extensões de tração e de compressão são comparados para iguais níveis de carga aplicada. Relativamente ao gráfico da peça P2, retirou-se o nível de carga correspondente a 85% pós-pico do valor máximo da carga aplicada, visto que, os valores obtidos eram pouco coerentes.

O diagrama de extensões relativo à peça P4 não foi determinado, uma vez que, não foi possível registar as leituras dos extensómetros. O diagrama de extensões referente à peça P5 foi excluído, dado que, os valores determinados também revelaram ser pouco coerentes.

5.7.2. Leituras Obtidas dos LVDTs Horizontais

Nas Figuras 5.25 a 5.27 apresenta-se as extensões médias sofridas, num comprimento de 240 mm na zona adjacente ao nó, relativamente à zona delimitada pelos LVDTs horizontais superior e inferior.

Os níveis de carga, apresentados para cada diagrama, correspondem a 25%, 50%, 75% e 100% do valor máximo da carga aplicada e 85% pós-pico do valor máximo da carga aplicada em cada ensaio.

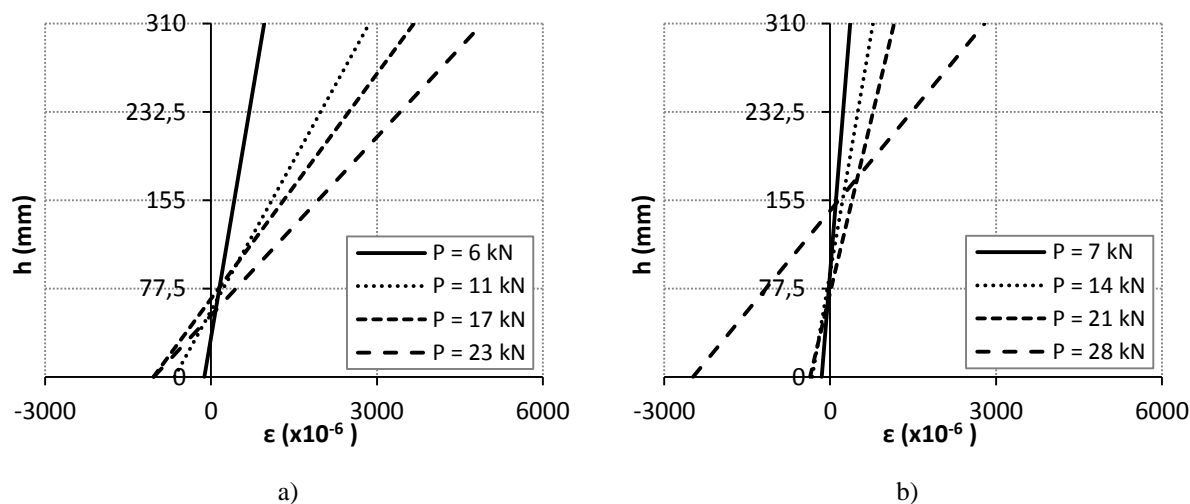


Figura 5.25. Extensões na zona adjacente ao nó, a) da peça P1 e b) da peça P2

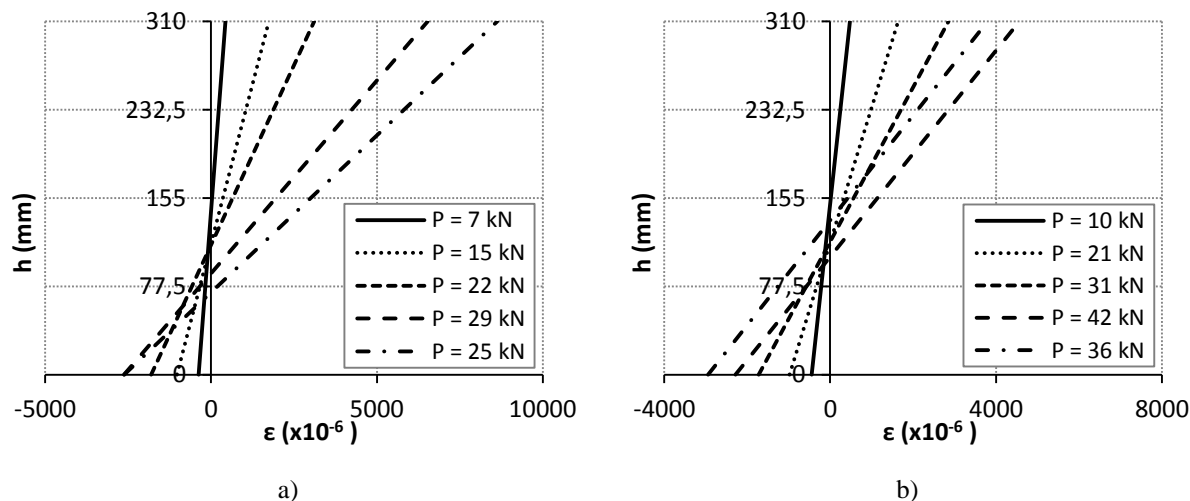


Figura 5.26. Extensões na zona adjacente ao nó, a) da peça P3 e b) da peça P4

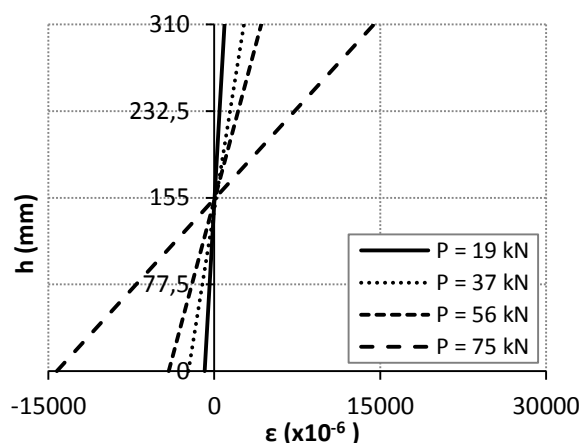


Figura 5.27. Extensões na zona adjacente ao nó da peça P5

De uma maneira geral e como seria de esperar, os valores das extensões na zona tracionada são superiores aos valores das extensões na zona comprimida. É de referir que na zona tracionada os valores das extensões incluem também a largura das fendas.

A zona adjacente à ligação viga-pilar, nas peças P1, P2, P3 e P4, possui fibras maioritariamente tracionadas, enquanto P5 contém fibras igualmente divididas em tracionadas e comprimidas, sendo que, a profundidade do eixo neutro é maior neste elemento.

O aumento da taxa de armadura provocou, entre P1 e P2, e P3 e P4, uma redução nos valores das extensões de tração. Esta diminuição é originada pelo decréscimo de ductilidade nas armaduras. Nas peças P1 e P3, e P2 e P4, o aumento da resistência do betão provocou um acréscimo nos valores das extensões de compressão, havendo um aumento considerável entre P2 e P4.

Na peça P5, a alteração das dimensões da secção do pilar provocou um aumento bastante acentuado nos valores das extensões de tração e de compressão, quando comparado com os valores das extensões da peça P4, de igual taxa de armadura e resistência do betão. Os valores das extensões de tração e de compressão são comparados para iguais níveis de carga aplicada.

Relativamente à peça P2, as extensões elevadas, correspondentes ao nível de carga 100% do valor máximo da carga aplicada, são algo incoerentes, o que pode ser fundamentado pela fendilhação excessiva na ligação viga-pilar nas fases próximas da rotura. Pela mesma razão, também não se apresentou nos gráficos das peças P1, P2 e P5, o nível de carga correspondente a 85% pós-pico do valor máximo da carga aplicada.

5.8. Profundidade do Eixo Neutro

Nas Figuras 5.28 a 5.29 apresenta-se a relação entre o eixo neutro e o momento com vista à análise da evolução da profundidade do eixo neutro. Os valores do eixo neutro foram obtidos a partir das leituras dos extensómetros superiores e inferiores na armadura e os valores do momento foram obtidos a partir das leituras do atuador.

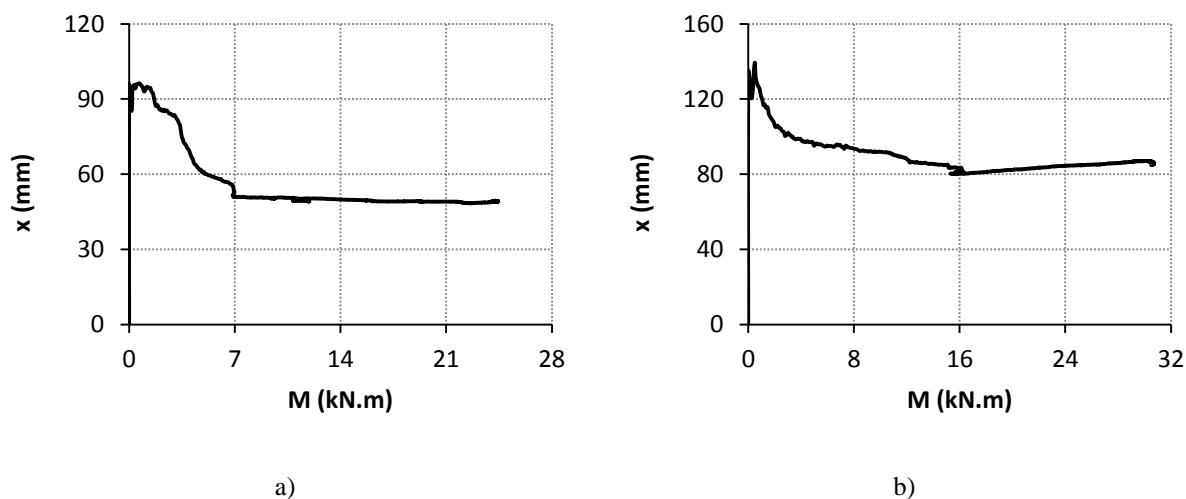


Figura 5.28. Profundidade do eixo neutro, a) da peça P1 e b) da peça P2

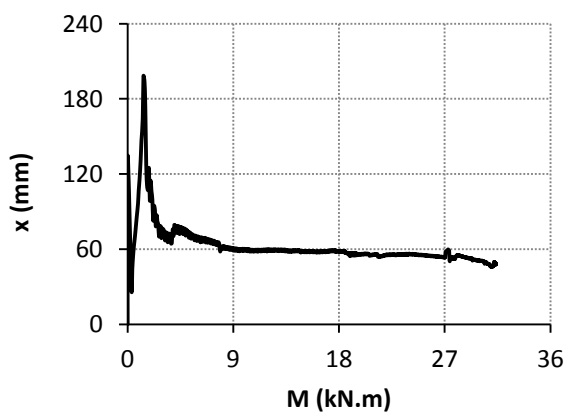


Figura 5.29. Profundidade do eixo neutro da peça P3

Teoricamente, quando um elemento exibe um comportamento consistente com o Estado I, ou seja, até ao aparecimento da primeira fenda, o valor da profundidade do eixo neutro deve manter-se inalterado. Após fendilhação do betão, Estado II, surge uma diminuição significativa no valor da profundidade do eixo neutro, que tendencialmente permanecerá constante até à rotura do elemento.

De um modo geral, as peças revelaram um comportamento consistente com o Estado I, isto é, o valor da profundidade do eixo neutro permanece constante até ao início da fendilhação. Também se registou diminuição considerável no valor da profundidade do eixo neutro com o aparecimento das fendas (Estado II), mantendo-se aproximadamente constante até à rotura.

Genericamente, com o aumento da taxa de armadura de tração diminuiu a progressão das fendas e houve um aumento da profundidade do eixo neutro. Verifica-se, entre as peças P1 e P2, que o aumento da taxa de armadura provocou um acréscimo da profundidade do eixo neutro. Todavia, entre P3 e P4 nada se pode concluir, uma vez que, não foi determinado o gráfico relativo à profundidade do eixo neutro para P4 porque não foi possível registar as leituras dos extensómetros nesta peça. O aumento da resistência do betão, entre as peças P1 e P3, originou um ligeiro aumento no valor da profundidade do eixo neutro. Também, entre P2 e P4 nada se pode concluir, pelas razões já enunciadas.

O diagrama relativo à peça P5 não é apresentado, dado que, os valores determinados revelaram-se contraditórios.

5.9. Relação Carga-Força de Tração

Nas Figuras 5.30 a 5.31 apresenta-se a relação entre a carga aplicada e a força das armaduras tracionadas. Os valores da carga aplicada foram obtidos através das leituras do atuador e os valores da força das armaduras tracionadas foram obtidos a partir das leituras dos extensómetros superiores na armadura.

Recorda-se que os varões tracionados das peças P1 e P3 têm uma secção, A_s , igual a $3,14 \text{ cm}^2$ e consequentemente a força que origina a cedência do aço, F_s , é igual a 157 kN. Os varões tracionados das peças P2, P4 e P5 têm uma secção, A_s , igual a $8,04 \text{ cm}^2$ e consequentemente a força de cedência, F_s , é igual a 402 kN.

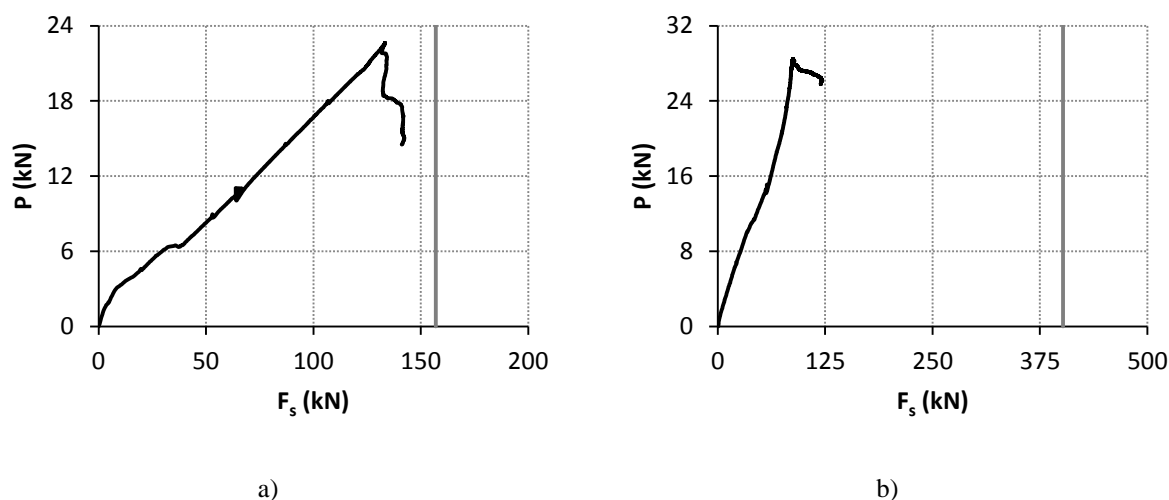


Figura 5.30. Diagrama carga-força de tração, a) da peça P1 e b) da peça P2

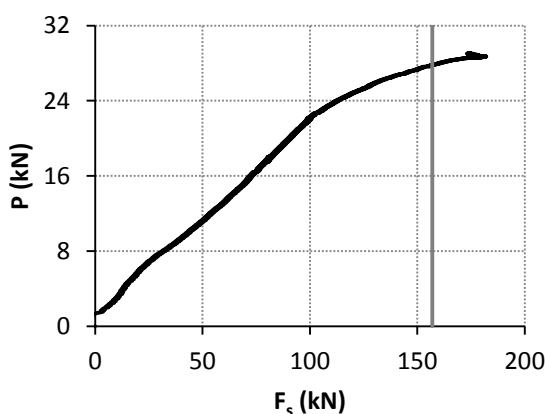


Figura 5.31. Diagrama carga-força de tração da peça P3

A força que origina a cedência do aço é um parâmetro de grande importância, dado que, corresponde ao início do comportamento plástico e é marco que revela se as armaduras estão ou não subaproveitadas.

As armaduras de tração da peça P1 não entraram em cedência, no entanto, o valor da força máxima atingida é próximo do valor da força de cedência. As armaduras de tração da peça P2 suportaram um valor bastante menor quando comparado ao valor da força de cedência, justificado pela fendilhação excessiva na ligação viga-pilar e pela rotura prematura do elemento. As armaduras de tração da peça P3 entraram em cedência, esgotando desta forma a capacidade máxima das armaduras.

O aumento da taxa de armadura de tração, entre as peças P1 e P2, resultou num subaproveitamento da capacidade das armaduras, ou seja, colocou-se maior área de aço em P2 mas não foi possível rentabilizá-la. O aumento de resistência do betão, entre P1 e P3, resultou

num melhor aproveitamento das armaduras. Na peça P3 foi possível atingir a capacidade máxima das armaduras. Isto sugere que, para a ligação viga-pilar entrar em rotura, apenas após cedência das armaduras de tração, é vantajoso utilizar betões com uma elevada resistência à compressão.

Para a peça P4, os valores da força de tração nas armaduras não foram calculados, visto que, não foi possível registar as leituras dos extensómetros e consequentemente a não determinação da força F_s .

O gráfico da peça P5 também não é apresentado porque os valores determinados para a força de tração nas armaduras não eram coerentes, resultado das leituras inválidas por parte dos extensómetros, como já mencionado anteriormente.

5.10. Relação Entre Momento Atuante e Momento Resistente na Viga

5.10.1. Variação da Taxa de Armadura

Na Tabela 5.4 apresenta-se os valores do momento fletor atuante máximo e do momento fletor resistente em cada peça. O momento fletor atuante máximo é obtido através da multiplicação entre a carga máxima aplicada e a distância da mesma à secção adjacente ao nó. O momento resistente é obtido utilizando as metodologias correntes de dimensionamento de betão armado, designadamente, para elementos com secções retangulares duplamente armadas sujeitos a flexão simples. Também na Tabela 5.4, apresenta-se os valores da taxa de armadura longitudinal, assim como, os valores da resistência do betão leve para cada peça. Os valores relativos a provetes cilíndricos são determinados afetando de um fator igual a 0,9 os valores para provetes cúbicos.

Tabela 5.4. Momento atuante máximo e momento resistente

Peça	f_{yk} (MPa)	A_s (cm ²)	ρ_l	$f_{lcm,cube}$ (MPa)	f_{lcm} (MPa)	M_{Sd} (kN.m)	M_{Rd} (kN.m)
P1	500	3,14	0,0112	33,2	29,9	25	34
P2	500	8,04	0,0296	35,3	31,8	30	82
P3	500	3,14	0,0112	56,5	50,9	31	35
P4	500	8,04	0,0296	55,8	50,2	45	83
P5	500	8,04	0,0296	54,6	49,1	81	83

Na Figura 5.32 apresenta-se a relação entre momento fletor atuante máximo e momento fletor resistente da secção adjacente ao nó em função da variação da taxa de armadura.

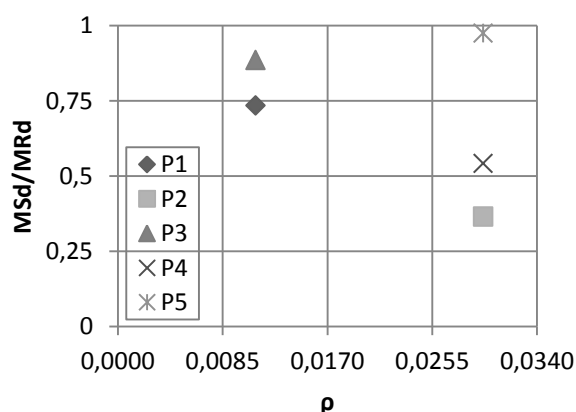


Figura 5.32. Relação entre momento atuante e momento resistente em função da variação da taxa de armadura

Verifica-se que a peça P5 apresenta uma relação entre momento atuante e momento resistente muito próxima de 100%. A peça P3 também apresenta uma relação bastante interessante, com um valor a rondar os 90%. Estes valores indicam que a capacidade resistente das armaduras situa-se próxima do seu limite máximo. A peça P1 exibe uma relação entre momentos bastante razoável, com o valor a aproximar-se de 75%. Este valor revela que a capacidade resistente das armaduras atingiu, aproximadamente, 3/4 do seu limite máximo. Contudo, as peças P2 e P4 apresentaram relações entre momento atuante e momento resistente muito aquém do espetável, com valores aproximadamente iguais a 35% e 50%, respetivamente. Isto indica que a capacidade resistente da viga localiza-se muito abaixo do seu limite máximo, utilizando assim apenas metade da sua capacidade máxima.

Em suma, a capacidade resistente da ligação viga-pilar é essencial para que o momento máximo resistente na viga seja atingido. Um bom exemplo disso são os resultados das peças P2 e P4, onde a elevada taxa de armadura longitudinal da viga não se refletiu na capacidade resistente da estrutura. Com base nos resultados da peça P5, onde a secção do pilar foi aumentada, pode-se concluir que essa alteração foi importante para permitir um melhor aproveitamento da capacidade resistente das armaduras.

5.10.2. Variação da Resistência do Betão Leve

Como já referido, na Tabela 5.4 apresenta-se os valores do momento fletor atuante máximo e do momento fletor resistente, assim como, os valores da resistência do betão leve em cada peça. Na Figura 5.33 apresenta-se a relação entre momento fletor atuante máximo e momento fletor resistente da secção adjacente ao nó em função da variação da resistência do betão leve.

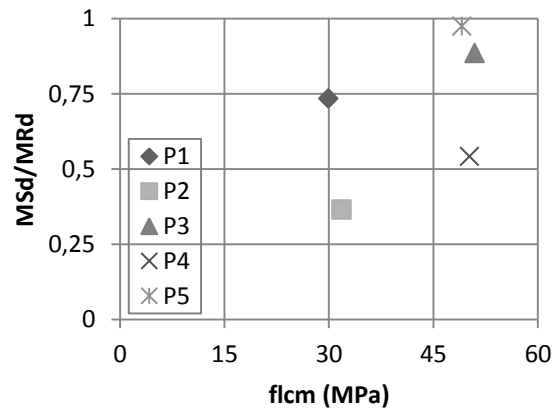


Figura 5.33. Relação entre momento atuante e momento resistente em função da variação da resistência do betão leve

De uma forma geral, os elementos com menor resistência do betão obtiveram piores resultados comparativamente aos elementos com maior resistência do betão. Sendo que a peça P2 alcançou resultados francamente negativos, explorando apenas 35% da totalidade da capacidade resistente. A peça P4, apesar de ser produzida com um betão de maior resistência, também obteve uma relação M_{Sd}/M_{Rd} bastante abaixo do previsto.

Tendo em conta a Figura 5.33 verifica-se, de forma evidente, que o aumento da resistência do betão, entre P1 e P3, e P2 e P4, provoca um acréscimo no valor da relação entre momentos.

Capítulo 6 – Considerações Finais

6.1. Introdução

Neste capítulo descrevem-se as principais conclusões obtidas neste estudo. Importa referir que as conclusões apresentadas neste documento são válidas para a situação analisada ou para situações com parâmetros semelhantes. Os resultados expostos não deverão ser generalizados para todas as ligações viga-pilar constituídas por betão leve armado, podendo conduzir a previsões bastante distintas do comportamento real.

As conclusões resultantes de um trabalho experimental têm alguma relevância num trabalho de investigação, uma vez que, resultam da observação e constatação de fenómenos reais.

6.2. Principais Conclusões

O estudo experimental é a forma mais fidedigna de análise do comportamento das ligações viga-pilar de betão armado. No entanto, como apenas é possível o ensaio de pequenas partes de estruturas contendo as ligações, os ensaios experimentais não permitem identificar a interação entre as ligações e o resto da estrutura e, desta forma, avaliar o efeito da ligação em termos de comportamento global.

Devido às múltiplas combinações possíveis entre dimensões das secções transversais, taxas e distribuições das armaduras longitudinais, resistências dos betões, número de elementos das ligações, e também, o reduzido número de ensaios realizados, não é possível fazer-se recomendações que sejam amplamente válidas para todos os projetos.

A ligação viga-pilar de estruturas porticadas em betão armado é uma região de grande complexidade, devendo ser considerada como um elemento estrutural independente e analisada com bastante detalhe. Contudo, na maioria dos casos, a ligação pilar-viga é avaliada como sendo um prolongamento das vigas e pilares adjacentes, originando assim o seu subdimensionamento.

Nas estruturas porticadas em betão armado concede-se especial atenção ao dimensionamento das vigas e pilares, bem como ao comportamento destes elementos estruturais. A ausência de uma avaliação cuidada do comportamento da ligação viga-pilar pode comprometer o comportamento global da estrutura.

O presente estudo demonstrou que uma adequada pormenorização das armaduras da ligação viga-pilar reduz consideravelmente a fendilhação neste elemento. Como tal, as amarrações da armadura longitudinal da viga devem ser prolongadas até à face mais afastada do núcleo do pilar, isto é, o gancho deve localizar-se o mais afastado possível da face interna do pilar.

Considerando os resultados da peça P5 em relação às restantes peças, conclui-se que a armadura transversal permite que a face externa da ligação funcione em toda a sua extensão,

ancorando os varões longitudinais do pilar e da viga ao núcleo da ligação, evitando deste modo o destacamento do betão. Também se verificou que a armadura transversal auxilia na transferência de forças horizontais da zona exterior para a zona interior da ligação, que posteriormente são transferidas através da biela de betão. Sem a presença desta armadura na ligação viga-pilar, os varões longitudinais do pilar não resistem a forças horizontais, ocorrendo uma rotura devido à incapacidade da ligação para suportar estas forças. Portanto, o confinamento do núcleo da ligação viga-pilar é um fator influente no comportamento da mesma. O seu efeito está relacionado com a ação conjunta da armadura transversal da ligação, da armadura longitudinal do pilar e da espessura de recobrimento das armaduras da ligação.

A fendilhação na zona adjacente à ligação, originada pela flexão da viga, pode afetar a aderência dos varões. No entanto, neste estudo não há dados suficientes para tecer considerações mais sólidas em relação a este tópico.

Nas peças com maior taxa de armadura longitudinal da viga, a capacidade resistente da ligação revelou ser demasiado baixa e insuficiente para permitir o desenvolvimento do momento fletor resistente na viga adjacente. A elevada taxa de armadura na ligação viga-pilar originou uma “barreira” de aço no núcleo da ligação, provocando uma linha de rotura, ou seja, o aparecimento de fendas com largura considerável, nessa mesma zona nuclear. Esta linha de rotura resultou do reduzido volume de betão na zona de compressão, facilitando desta forma, o destacamento do elemento horizontal em relação ao elemento vertical.

Com base nestes resultados conclui-se que, as ligações viga-pilar com elevadas taxas de armadura necessitam não só de volume de betão na zona comprimida como também de betões com elevada resistência à compressão, para que as armaduras tracionadas possam ser totalmente aproveitadas. É importante garantir que a rotura da ligação ocorra apenas após cedência das armaduras de tração.

O aumento da resistência do betão à compressão em peças com reduzidas taxas de armadura longitudinal não provocou alterações significativas no comportamento da ligação viga-pilar. Todavia, nas peças com elevadas taxas de armadura longitudinal, a modificação do comportamento já foi considerável havendo, nomeadamente, um aumento significativo da carga máxima suportada. Constatou-se que o acréscimo da capacidade resistente na zona de compressão da ligação permite um melhor aproveitamento da capacidade das armaduras de tração, tornando assim a rotura da estrutura mais dúctil.

Outra ilação a retirar é que o défice de volume de betão no núcleo da ligação viga-pilar, em peças com dimensões iguais em ambos os elementos, viga e pilar, origina um comportamento da ligação bastante abaixo do espectável, principalmente se as secções em causa forem relativamente reduzidas, como a utilizada neste trabalho experimental. Recomenda-se, sempre que possível, uma secção do pilar de dimensões superiores comparativamente às dimensões da secção da viga. Este acréscimo de volume do betão permite reduzir a fendilhação e aumentar a rigidez da ligação viga-pilar. O aumento da secção do pilar permite, também, uma

melhor e mais correta pormenorização das armaduras longitudinais da viga, evitando desta forma o aparecimento da linha de rotura atrás referida.

Referências Bibliográficas

- ACI Committee 213 (2003). *Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete*. ACI 213R-03. American Concrete Institute, Farmington Hills.
- ACI-ASCE Committee 352 (2002). *Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures*. ACI 352R-02. American Concrete Institute-American Society of Civil Engineers, Farmington Hills.
- ACI Committee 318 (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318-08. American Concrete Institute, Farmington Hills.
- Asik, M. (2006). *Structural Lightweight Concrete With Natural Perlite Aggregate and Perlite Powder*. Ph.M. Thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, Ankara.
- Balint, P. e Taylor, H. (1972). *Reinforcement Detailing of Frame Corner Joints with Particular Reference to Opening Corners*. Cement and Concrete Association, London.
- Barbosa, L. e Almeida, P. (2001). *Nós de Pórtico em Estruturas de Concreto Armado*. 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Foz do Iguaçu.
- Carmo, R. (2004). *Rotação Plástica e Redistribuição de Esforços em Vigas de Betão de Alta Resistência*. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Carneiro, J., Jalali, S., Melo, F., Vaz, M., André, M. e Tomás, M. (2004). *Efeito da Resistência do Betão e Taxa de Armadura na Tenacidade e Coeficiente de Amortecimento em Vigas de Betão Armado*. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Guimarães.
- Chandra, S. e Berntsson, L. (2002). *Lightweight Aggregate Concrete*. Noyes Publications, Norwich.
- Costa, H. (2007). *Composição e Caracterização Mecânica de Betões Estruturais de Agregados Leves*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Costa, H., Júlio, E. e Lourenço, J. (2010a). *New Approach to Shrinkage Assessment of High-Performance Lightweight Aggregate Concrete*. Structural Faults & Repair, Edinburgh.
- Costa, H., Júlio, E. e Lourenço, J. (2010b). *A New Mixture Design Method for Lightweight Aggregate Concrete*. 8th fib International PhD Symposium, Lyngby.
- Costa, R. (2013). *Modelação de Ligações Viga-Pilar na Análise de Estruturas Porticadas Planas de Betão Armado*. Dissertação de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

- Cotsovos, D. (2013). *Cracking of RC Beam-Column Joints: Implications for the Analysis of Frame-Type Structures*. Engineering Structures, Vol. 52, pp. 131-139.
- EuroLightCon (1998). *LWAC Material Properties State-of-the-Art*. The European Union - Brite EuRam III.
- Ghobarah, A. e Said, A. (2002). *Shear Strengthening of Beam-Column Joints*. Engineering Structures, Vol. 24, Issue 7, pp. 881-888.
- Haach, V. (2005). *Análise Teórico-Experimental da Influência da Força Normal em Nós de Pórtico Externos de Concreto Armado*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Hamil, S. (2000). *Reinforced Concrete Beam-Column Connection Behaviour*. Ph.D. Thesis, University of Durham, Durham.
- IPQ (2009). *Ensaio do Betão Endurecido*. NP EN 12390. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- IPQ (2010a). *Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*. NP EN 1992-1-1. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- IPQ (2010b). *Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para Resistência aos Sismos, Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras para Edifícios*. NP EN 1998-1. Instituto Português da Qualidade, Caparica.
- Kordina, K., Teutsch, M. e Wegener, E. (1998). *Trag und Verformungsverhalten von Rahmenknoten*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 486, Beuth-Verlag.
- Leonhardt, F. e Mönnig, E. (1978). *Construções de Concreto, Volume 3: Princípios Básicos Sobre a Armação de Estruturas de Concreto Armado*. Editora Interciência Ltda., Rio de Janeiro.
- LNEC (1977). *Comportamento das Conexões Viga-Coluna de Betão Armado Submetidas a Esforços Repetidos*. Relatório do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Nilson, A., Darwin, D. e Dolan, C. (2003). *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill, Inc., New York.
- Nilsson, I. (1973). *Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment. Design of Corners and Joints in Frame Structures*. Statens Institut för Byggnadsforskning Stockholm.
- Nilsson, I. e Losberg, A. (1976). *Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment*. Journal of the Structural Division-ASCE, Vol. 102, Issue 6, pp. 1229-1254.
- Ortiz, R. (1993). *Strut and Tie Modelling of Reinforced Concrete Short Beams and Beam-Column Joints*. Ph.D. Thesis, University of Westminster, London.

- Park, R. e Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.
- Paulay, T. e Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.
- Roeser, W. (2002). *Zum Tragverhalten von Rahmenknoten aus Stahlbeton*. Ph.D. Thesis, Lehrstuhl und Institut für Massivbau, RWTH Aachen University.
- Sarsam, K. (1983). *Strength and Deformation of Structural Joints*. Ph.D. Thesis, University of Manchester Institute of Science and Technology, Manchester.
- Silva, B. (2007). *Betão Leve Estrutural Com Agregados de Argila Expandida*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto, Porto.
- Simões, T. (2011). *Influência da Resistência dos Betões Leves na Capacidade de Rotação Plástica em Vigas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra.
- Taylor, H. (1974). *The Behaviour of In Situ Concrete Beam-Column Joints*. Cement and Concrete Association, London.
- Wikipedia, The Free Encyclopedia, www.wikipedia.org.

